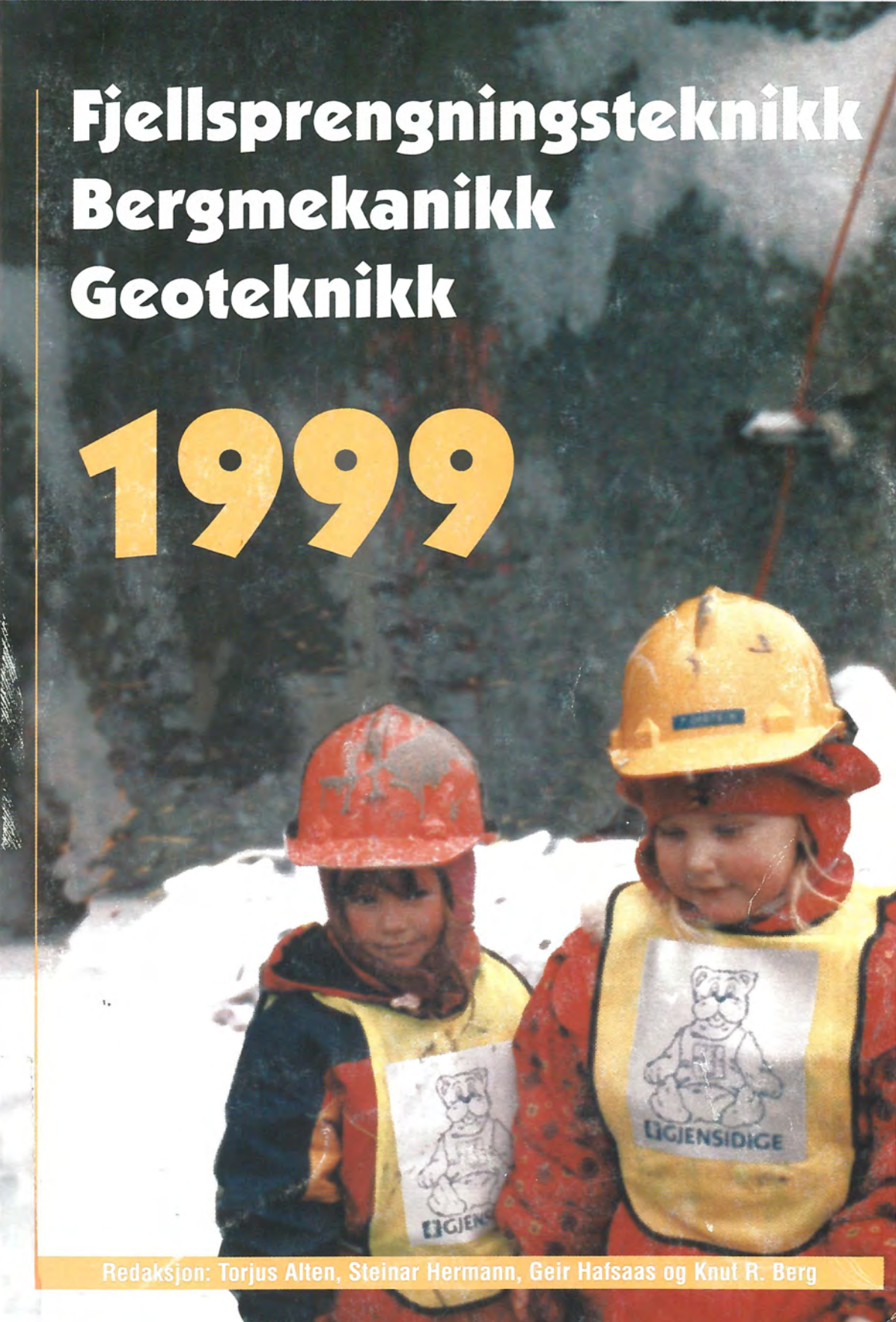
Fjellsprengningsteknikk
Bergmekanikk
Geoteknikk

1999



Redaksjon: Torjus Alten, Steinar Hermann, Geir Hafsaas og Knut R. Berg

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 25 november 1999

BERGMEKANIKK

Oslo, 26 november 1999

GEOTEKNIKK

Oslo, 26 november 1999

Hovedarrangør:

NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjonen:

Torjus Alten, Steinar Hermann, Geir Hafsaas og Knut R. Berg

© FORFATTERNE, 1999

Trykk: GCS AS, Oslo
Bind: GCS AS, Oslo
ISBN 82-91341-31-1

Fjellsprengningskonferansen
25. november 1999
Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
26. november 1999
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
26. november 1999
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

Hovedarrangør: *Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 25 og 26 november 1999

Årets arrangement er det 37. i rekken og emnene er hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Programmet for årets konferanse er fastlagt og godkjent av foreningens styrer.

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt i utarbeidelsen av forelesningene og referater. Den enkelte forfatter er ansvarlig for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

Torsdag 25 november 1999

Møteleder: Sivilingeniør Torjus Alten, Veidekke ASA

0900 (1) **Åpning av Fjellsprengningskonferansen –**
Utdeling av årets Gullfeisel
Professor Arne Myrvang, NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

0915 (2) **Nasjonal transportplan 2002 – 2011**
Framtidsutsikter for anleggsbransjen
Vegdirektør Olav Søfteland
Statens vegvesen Vegdirektoratet

0945 (3) **Södra Länken SL03-utmanande vägprojekt i Stockholm**
Prosjektleder Patrick Marelius, Selmer Anläggning AB

1010 **Pause**

1030 (4) **Fire Safety Concepts in Traffic Tunnels**
Professor Dr.Ing. Alfred Haack, STUVA e.V.

1055 (5) **Grunnvannskontroll / injeksjon ved bygging av**
Storhaugtunnelen
Prosjektleder Øivind Kommedal, Statens vegvesen Rogaland

1120 (6) **GPS og GIS erfaringer fra gigantisk byggeprosjekt**
setter fokus på privatisering innen stat og kommune.
Stikningsjef Trond Pettersen Valeur, Selmer ASA

1140 (7) **Publikumshaller i fjell gjennom 25 år**
Fra Oddahallen til Gjøvik Olympiske fjellhall
Sivilingeniør Jan A. Rygh

1200 **Lunsj**

Møteleder: Sivilingeniør Per Bollingmo, NOTEBY AS

1300 (8) **Overløpstunnel Lysaker**
Tunnel og utslag i kompliserte grunnforhold
Sivilingeniør Bjørn A. Strande, Grøner AS

1320 (9) **Skytebasen som straffeobjekt**
Advokat/anleggsingeniør Erling M. Erstad
Maskinentreprenørenes Forbund

1340 (10) **Bruk av eksplosiv vare – er regelverket godt nok ?**
Avdelingsdirektør Terje Olav Austerheim
Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE)

1355 (11) **Bømlafjordtunnelen –**
Erfaringer med intelligent ventilasjon
Sivilingeniør Jan Lima, Statens vegvesen Vegdirektoratet

1410 **Pause**

1430 (12) **Nye kalksteinsgruver i Velfjord**
Prosjektansvarlig Dagfinn Kleppe, Brønnøy Kalk A/S

1450 (13) **Forbedring av HMS-arbeidet i bergindustrien**
Dr.ing.Bodil Alteren
SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk

1510 (14) **Nye forskrifter for oppbevaring av eksplosive varer med tilhørende veiledning**
Seksjonssjef Hans-Jørgen Eriksen
Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern

1525 (15) **Hvorfor ta vare på mineralfunn**
Konservator Gunnar Raade, Geologisk Museum

1540 **Pause**

1600 (16) **Undergrunnsarbeidene ved Xiaolangdi kraftverk i Kina**
Professor, dr.ing. Einar Broch
Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU

1620 (17) **Bruk av Bulksprengstoffer med forskjellig energi i nytt ladesystem.**
Overingeniør Oddvar Brøndbo, Dyno Nobel Europe

1635 (18) **Oslofjordtunnelen –**
Erfaringer fra frysing og driving gjennom frysesonen
Byggeleder Fridtjof Andreassen
Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

1700 **Slutt**

1945 Middag i Radisson SAS Scandinavia Hotel

Fredag 26 november 1999

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

Møteleder: Sivilingeniør Geir Hafsaas, Norconsult AS
Formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

0900 (19) **Fra Istid til Nidarnes. 10.000 år med landheving, rasaktivitet og deltautviking i Trondheim**
Sivilingeniør Kåre Sand, Grøner Trondheim AS

0930 (20) **Frostkonstruksjonen i Oslofjordtunnelen**
Dr. ing.Anne-Lise Berggren, GEOFROST Engineering A.S.

1000 (21) **Svartdalstunnelen – tunneldriving under svært krevende geologiske forhold, samt i nærføring til eksisterende høytrafikerte tunneler**
Ingeniørgeolog Stig K. Thoresen, Statens vegvesen Oslo

1030 **Pause**

1100 (22) **Bruk av sugeankere ved fundamentering av konstruksjoner på sjøbunnen. Dimensjonering, installering, erfaringer og nye anvendelser**
Sivilingeniør Per Sparrevik, Norges Geotekniske Institutt

1130 (23) **Miljøkonsekvenser ved tunnellbygging. Sårbarhetsanalyse i forbindelse med jernbanetunnel gjennom Gevingåsen**
Ingeniørgeolog Werner Stefanussen, O.T. Blindheim AS

1200 **Lunsj**

Sesjon Geoteknikk

Møteleder: Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt
Formann i Norsk Geoteknisk Forening

1300 (24) **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt

1310 (25) **Setningsberegninger – kan vi bli lurt ?**
Dr.ing Arne Åsmund Skotheim, GeoVest A/S

1340 (26) **Prøvebelastning av ekspansjonsankere i leire, Drammen. Kapasitetsøkning med tiden**
Sivilingeniør Tor Georg Jensen, Norges Geotekniske Institutt

1410 (27) **Tukthuskvartalet, Oslo**
Sivilingeniør Jan A. Finstad, NOTEBY AS

1440 **Pause**

1500 (28) **Langtidsbæreevne av friksjonspeler.**
Eksempel med PDA-målinger og CAPWAP-analyser
Sivilingeniør Trond Føyn, Norconsult AS
Sivilingeniør Morten Alstad, NOTEBY AS

1530 (29) **25 m dyp støpegrop utført med jet-peler inne i fabrikkhall**
Sivilingeniør Gunnar Aas, AKS-prosjekt as

1600 (30) **Fundamentering på fyllinger av ekspandert polystyren – 10 års erfaring.**
Senioringeniør Roald Aabøe
Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling

1630 **Slutt**

1645 Kollegialt samvær og middag på restaurant Alexandros

Sesjon Bergmekanikk

Møteleder: Sivilingeniør Geir Hafsaas, Norconsult AS
Formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

1300 (31) **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Geir Hafsaas, Norconsult AS

1310 (32) **Sprøytebetong til fjellsikring –**
Ny revidert publikasjon nr 7
Sivilingeniør Kjell Inge Davik
Statens vegvesen Vegdirektoratet

1330 (33) **Alternative metoder for stabilitetsanalyse**
Professor Bjørn Nilsen
Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

1350 (34) **Pukkverk under jord.**
Nytt pukkverk for Fana Stein og Gjenvinning A/S.
Miljøtilpassing med økonomisk potensiale.
Senior rådgiver Frode S. Arnesen, NOTEBY AS

1410 (35) **Bruk av Q, RMR og RMi i Svartdalstunnelen**
Hovedfagstudent Olav Hval, Institutt for geologi, UiO

1430 **Pause**

1450 (36) **QTBM, en ny metode for vurdering av fremdrift ved TBM-boring**
Cand.real Fredrik Løset, Norges Geotekniske Institutt

1510 (37) **Styrte og lange borhull – Nye muligheter innen Bergmekanikk**
Prosjektleder Espen Lea, Baker Hughes INTEQ

1530 (38) **Utsigsberegninger for Deponihaller ved Norzink i Odda**
Sivilingeniør Jan K. G. Rohde, Grøner AS
M.Sc. Ægir Jóhannsson
SINTEF Bygg og miljøteknikk, Bergteknikk

1550 (39) **Status Romeriksporten, november 1999**
Viseadm. direktør Olaf Melbø, NSB Gardermobanen as

1610 (40) **Infiltrasjon av grunnvann i Romeriksporten – En vellykket nødløsning ?**
Bjørn Buen, Dr.ing. Bjørn Buen A.S

1630 **Slutt**

DEL I FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN

1. **Åpning av Fjellsprengningskonferansen –**
   Utdeling av årets Gullfeisel
   Professor Arne Myrvang, NTNU
   Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

2. **Nasjonal transportplan 2002 – 2011**
   Framtidsutsikter for anleggsbransjen
   Vegdirektør Olav Søfteland, Statens vegvesen Vegdirektoratet

3. **Södra Länken SL03-utmanande vägprojekt i Stockholm**
   Prosjektleder Patrick Marelius, Selmer Anläggning AB

4. **Fire Safety Concepts in Traffic Tunnels**
   Professor Dr.Ing. Alfred Haack, STUVA e.V.

5. **Grunnvannskontroll / injeksjon ved bygging av**
   Storhaugtunnelen
   Prosjektleder Øivind Kommedal, Statens vegvesen Rogaland

6. **GPS og GIS erfaringer fra gigantisk byggeprosjekt**
   setter fokus på privatisering innen stat og kommune
   Stikningsjef Trond Pettersen Valeur, Selmer ASA
   Adm.dir. Stein Morten Lillestrøm, Gefo a.s

7. **Publikumshaller i fjell gjennom 25 år**
   Fra Oddahallen til Gjøvik Olympiske fjellhall
   Sivilingeniør Jan A. Rygh

8. **Overløpstunnel Lysaker**
   Tunnel og utslag i kompliserte grunnforhold
   Sivilingeniør Bjørn A. Strande, Grøner AS

9. **Skytebasen som straffeobjekt**
   Advokat/anleggsingeniør Erling M. Erstad
   Maskinentreprenørenes Forbund

10. **Bruk av eksplosiv vare – er regelverket godt nok ?**
    Avdelingsdirektør Terje Olav Austerheim
    Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE)

11. **Bømlafjordtunnelen – erfaringer med intelligent ventilasjon**
    Sivilingeniør Jan Lima, Mona Løvås, Bjarte Aga
    Statens vegvesen Vegdirektoratet
    Øystein Birkeland, Statens vegvesen Hordaland

12. **Nye kalksteinsgruver i Velfjord**
    Prosjektansvarlig Dagfinn Kleppe, Brønnøy Kalk A/S

13. **Forbedring av HMS-arbeidet i bergindustrien**
Dr.ing.Bodil Alteren, SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk

14. **Nye forskrifter for oppbevaring av eksplosive varer med tilhørende veiledning**
Seksjonssjef Hans-Jørgen Eriksen
Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern

15. **Hvorfor ta vare på mineralfunn**
Konservator Gunnar Raade, Geologisk Museum

16. **Undergrunnsarbeidene ved Xiaolangdi kraftverk i Kina**
Professor, dr.ing. Einar Broch
Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU

17. **Bruk av Bulksprengstoffer med forskjellig energi i nytt ladesystem.**
Overingeniør Oddvar Brøndbo, Dyno Nobel Europe

18. **Oslofjordtunnelen –**
Erfaringer fra frysing og driving gjennom frysesonen
Byggeleder Fridtjof Andreassen
Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

DEL II FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK

19. **Fra Istid til Nidarnes. 10.000 år med landheving, rasaktivitet og deltautviking i Trondheim**
Sivilingeniør Kåre Sand, Grøner Trondheim

20. **Frostkonstruksjonen i Oslofjordtunnelen**
Dr. ing.Anne-Lise Berggren, GEOFROST Engineering A.S.

21. **Svartdalstunnelen – tunneldriving under svært krevende geologiske forhold, samt i nærføring til eksisterende høytrafikkerte tunneler**
Ingeniørgeolog Stig K. Thoresen, Statens vegvesen Oslo

22. **Bruk av sugeankere ved fundamentering av konstruksjoner på sjøbunnen. Dimensjonering, installering, erfaringer og nye anvendelser**
Sivilingeniør Per Sparrevik, Norges Geotekniske Institutt

23. **Miljøkonsekvenser ved tunnellbygging.**
Sårbarhetsanalyse i forbindelse med jernbanetunnel gjennom Gevingåsen
Ingeniørgeolog Werner Stefanussen, O.T. Blindheim AS

Geoteknikkdagen

24. **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt

25. **Setningsberegninger – kan vi bli lurt ?**
Dr.ing Arne Åsmund Skotheim, Geovest A/S

26. **Prøvebelastning av ekspansjonsankere i leire, Drammen. Kapasitetsøkning med tiden**
Sivilingeniør Tor Georg Jensen, Norges Geotekniske Institutt

27. **Tukthuskvartalet, Oslo**
Sivilingeniør Andreas Berger/ Sivilingeniør Jan A. Finstad
NOTEBY AS

28. **Langtidsbæreevne av friksjonspeler. Eksempel med PDA-målinger og CAPWAP-analyser**
Sivilingeniør Trond Føyn, Norconsult AS
Sivilingeniør Morten Alstad, NOTEBY AS

29. **25 m dyp støpegrop utført med jet-peler inne i fabrikkhall**
Sivilingeniør Gunnar Aas, AKS-prosjekt as

30. **Fundamentering på fyllinger av ekspandert polystyren – 10 års erfaring.**
Senioringeniør Roald Aabøe, Overingeniør Anne Braaten
Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet

Bergmekanikkdagen

31. **Lederens 10 minutter**
Sivilingeniør Geir Hafsaas, Norconsult AS

32. **Sprøytebetong til fjellsikring – Ny revidert publikasjon nr 7**
Sivilingeniør Kjell Inge Davik, Statens vegvesen Vegdirektoratet

33. **Alternative metoder for stabilitetsanalyse**
Professor Bjørn Nilsen, Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

34. **Pukkverk under jord.**
Nytt pukkverk for Fana Stein og Gjenvinning A/S.
Miljøtilpassing med økonomisk potensiale.
Senior rådgiver Frode S. Arnesen, NOTEBY AS, avd. Bergen

35. **Bruk av Q, RMR og RMi i Svartdalstunnelen**
Hovedfagstudent Olav Hval, Institutt for geologi, UiO
Cand. real Fredrik Løset, Norges Geotekniske Institutt

36. **Q$_{TBM}$, en ny metode for vurdering av fremdrift ved TBM-boring**
Sivilingeniør Nick Barton og Cand.real Fredrik Løset
Norges Geotekniske Institutt

37. **Styrte og lange borhull – nye muligheter innen Bergmekanikk**
Prosjektleder Espen Lea, Baker Hughes INTEQ

38. **Utsigsberegninger for Deponihaller ved Norzink i Odda**
Sivilingeniør Jan K. G. Rohde, Grøner AS
M.Sc. Ægir Jóhannsson
SINTEF Bygg og miljøteknikk, Bergteknikk

39. **Status Romeriksporten, november 1999**
Viseadm. direktør Olaf Melbø, NSB Gardermobanen as

40. **Infiltrasjon av grunnvann i Romeriksporten – En vellykket nødløsning ?**
Bjørn Buen, Dr.ing. Bjørn Buen A.S
Steinar Roald, Dr.ing. Steinar Roald
Vidar Tveiten, Ingeniør Vidar Tveiten A/S

ÅPNING AV FJELLSPRENGNINGSKONFERANSEN – UTDELING AV ÅRETS GULLFEISEL

Professor Arne M. Myrvang, NTNU
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk

Bergsprengere av alle grader!

På vegne av styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk er det en stor glede for meg å ønske dere alle velkommen til Fjellsprengningskonferanse nr 37. En spesiell velkomst til våre æresmedlemmer og kolleger fra våre naboland og utlandet forøvrig. A warm welcome to Professor Alfred Haack, President of the International Tunnelling Association, who will be one of this morning's speakers.
Programkomiteen presenterer etter min oppfatning igjen et variert program som berører en rekke forhold av betydning for bransjen, og jeg håper at det vil være noe for enhver smak. Styret takker komiteen for god innsats. Men til syvende og sist er det foredragsholderne som drar lasset, og som hvert eneste år legger ned et formidabelt arbeid for å gjøre "Fjellsprengingsteknikkens julaften" til en faglig suksess. En varm takk til årets bidragsytere.

1999 har antakelig vært det mest aktive og krevende i hele NFFs historie.
Det tradisjonelle sprengningskurset på Storefjell gikk av stabelen 15 – 17 februar med mange av våre medlemmer som foredragsholdere og deltakere. Tema var "Sprengningsarbeider- nye metoder".
Årets temadag gikk av stabelen den 4. mai med Oslofjordforbindelsen som tema. Inkludert i opplegget var en meget interessant og velregissert omvisning på anlegget. Om ettermiddagen samme dag ble det avholdt generalforsamling med valg.
Men årets store, altoverskyggende arrangementer var naturligvis ITA General Assembly/World Tunnel Congress med tilhørende workshop Strait Crossings – Subsea Tunnels som foregikk i tiden 27 mai – 3 juni. Arrangementene samlet bortimot 700 deltakere fra 48 land. Vi tror at vi kan si at det aller meste gikk som smurt arrangementsmessig, og styret har i ettertid fått mange positive tilbakemeldinger fra inn- og utland. Styret er særdeles glad og stolt over at HM Kong Harald V sa ja takk til å være til stede under åpningsseremonien i Oslo Konserthus, hvor forøvrig Oslos ordfører Ditlef Simonsen foretok den offisielle åpning av World Tunnel Congress.
Bak det hele ligger imidlertid det faktum at et femtitall av våre medlemmer arbeidet hardt og på frivillig basis på forskjellig vis i opptil to år før arrangementet, og i mange lange dager under arrangementet, for å ro det hele i land.Med i dette bildet hører også våre fire hovedsponsorer som bidro sterkt til å minske den økonomiske risikoen for foreningen. Ingen nevnt, ingen glemt – enda en gang- TAKK ALLE SAMMEN!
Når det er sagt, er det likevel klart at styret medlemmer og medlemmene i Styringskomiteen har tatt den største belastningen, med utallige møter og spesialoppdrag. Jeg vil derfor rette en spesiell takk til mine kolleger her.
Jeg får vel føye til at arrangementene også ga et pent økonomisk resultat. Bl.a. dette gjør at foreningens økonomiske stilling for øyebliket er meget tilfredsstillende.

Styret har på de siste styremøter diskutert fremtidig stategi i foreningen. Vi ser ingen grunn til på nåværende tidspunkt å endre på de innarbeidede og gode arrangementer som NFF er ansvarlig for. Foreningen har imidlertid gjennom vår utviklingskomite engasjert seg, og vil også i fremtiden engasjere seg mer aktivt i prosjekter av interesse for vårt fagmiljø. Eksempler på prosjekter med bidrag fra NFF er:

- Personregistrering i tunneler
- Sikkerhetscontainer for tunneldrift
- Håndbok " Rock Engineering" (i samarbeid med Norsk Bergmekanikkgruppe)
- Numerisk modellering i bergteknikken (også i samarbeid med NBG)

Foreningen har også i år gitt stipend og bidrag til konferansedeltakelse i utlandet (ved presentasjon av foredrag ved konferansen). Søknadsmassen har desverre vært skuffende liten, og styret vurderer å avskaffe ordningen i sin nåværende form, og heller gi støtte til prosjekter av den typen som er nevnt ovenfor.

Våre fagmiljøer er inne i et alvorlig rekrutteringsproblem. Dette gjelder alle nivåer , fra stuff til toppledelse. På siv.ing.nivå har Fakultet for bygg- og miljøteknikk ved NTNU i flere år nå hatt en nesten katastrofal nedgang i søkning, og ved Fakultet for Geofag og Petroleumsteknologi, hvor vi "flyter på olje"og hvor vi lenge har hatt god søkning, opplevde vi i år en skikkelig nedtur med en halvering av opptaket.
Det er klart at dette er ting som er enormt viktig for fremtiden for våre fagmiljøer. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk vil engasjere seg i dette, og vil på forskjellig vis støtte tiltak som går på å bedre rekrutteringen på alle nivåer.

Siden 1994 har NFF gitt en spesiell honnør til personer , prosjekter eller fagmiljøer som har utmerket seg i forhold til våre fagmiljøer. Styret har besluttet at for siste gang i dette årtusen vil Gullfeiselen også bli utdelt i år. Vi mener å ha funnet en verdig kandidat.
Statuttene for Gullfeiselen er som følger:

1. Gullfeiselen er en utmerkelse som gis for fremragende innsats for norsk bergteknologi.
2. Gullfeiselen kan gis til personer, såvel som til bedrifter, institusjoner og prosjekter.
3. Gullfeiselen deles ut etter innstilling fra styret i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
4. Gullfeiselen deles ikke ut etter søknad, men forslag kan sendes til styret.
5. Gullfeiselen kan utdeles hvert år, men styret kan unnlate å dele ut utmerkelsen eller dele ut flere samme år.
6. Gullfeiselen skal ha følgende tekst:
   Gullfeiselen 19xx er tildelt
   NN
   For fremragende innsats for norsk bergteknologi

Da gjenstår bare på nytt å ønske alle foredragsholdere og øvrige deltakere vel møtt til en utbytterik Fjellsprengningskonferanse. Med dette overlater jeg ordet til formiddagens møteleder, sivilingeniør Torjus Alten.

Nasjonal transportplan 2002 - 2011
Framtidsutsikter for anleggsbransjen

Vegdirektør Olav Søfteland, Statens vegvesen Vegdirektoratet

De fire statlige transportetatene har for første gang lagt fram et felles forslag til en nasjonal transportplan for veg, jernbane, luftfart og sjøtransport. Stortingsmeldingen om Nasjonal transportplan 2001-2011 vil avløse de tidligere sektorvise langtidsplanene, og legges fram for Stortinget våren 2000.

Satsingsområder

I forslaget til Nasjonal transportplan 2002-2011 har transportetatene samlet seg om følgende viktige satsingsområder:

- Fremme mer miljøvennlig transport over hele landet og legge til rette for mindre biltrafikk i de største byområdene.
- Gjennomføre tiltak som gir markant reduksjon i de alvorligste ulykkene, med en målsetting om færre enn 200 drepte i trafikken innen 2012.
- Legge til rette for effektive og forutsigbare transporter for næringslivet.
- Legge til rette for bosetting og næringsliv i distriktene.

I tillegg foreslår vi en samordnet videreutvikling av et overordnet nasjonalt transportnett; - med sterkere tilknytning til det internasjonale nettverket.

I de fire kulepunktene ligger innebygde motsetninger. Kan målsettingen om færre alvorlige ulykker kombineres med mer effektiv transport? Kan vi legge til rette for forutsigbare transporter for næringslivet i byene og samtidig få mindre biltrafikk? Dette er viktige spørsmål. Noen løsninger er skissert; - andre må vi arbeide videre med. Noen spørsmål er av politisk karakter.

Utbygging, vedlikehold og drift av infrastrukturen står sentralt i **de to siste kulepunktene**. At vegen her har en nøkkelfunksjon, viser blant annet svarene fra de 550 bedriftene som deltok i undersøkelsen som Transportbrukernes Fellesorganisasjon gjennomførte i 1998. Der svarte 90 prosent av bedriftene at vegene har stor eller svært stor betydning. Når vi samtidig vet at nesten 90 prosent av godset til og fra Norge kommer sjøveien, forteller dette kanskje at sjøtransporten fungerer bra, og at potensialet for forbedring er størst på vegsiden?

I det **andre kulepunktet** har vegen en enda mer sentral rolle. Vi har mange tradisjonelle tiltak som vi må videreføre og forsterke; - som vegbygging, opplæring, spesielle fartsgrenser, kjøretøykontroll og trafikkontroll. Vi arbeider med å definere nye vegklasser. Dette er både smalere og rimeligere firefeltsveger og trefeltsveger med fysisk skille mellom kjøreretningene på strekninger med stor trafikk, men der vi tradisjonelt har bygget tofeltsveger fordi normerte firefeltsveger har vært for kostbare.

Vi må imidlertid også satse sterkt på endret trafikantadferd hvis vi skal få til den endring av kursen som vi ønsker. Dette er et utviklingsområde, og tiltakene trenger kanskje ikke koste så mye. Her er imidlertid samspillet med trafikantene helt avgjørende. Tiltak som betydelig skjerpet overvåking krever bevilgninger og dermed politiske vedtak. Det forutsetter igjen at folk flest er enige i målsettingen om å redusere trafikkulykkene og for eksempel aksepterer økt overvåking som et nødvendig tiltak for å oppnå dette. Vi aksepterer i utgangspunktet ikke arbeidsulykker, hvorfor skal vi da akseptere trafikkulykker med dødelig eller alvorlig utgang? Skal vi virkeliggjøre nullvisjonen, må trafikantene virkelig mene at alvorlige trafikkulykker er uakseptable og at "jeg" skal i hvert fall ikke medvirke til slike ulykker.

Det **første kulepunktet** innebærer også en kursendring. Vi er imidlertid svært avhengig av bilen i Norge. I store deler av landet er den det eneste alternativet. Vi har også i stor grad lokalisert næringsvirksomhet og bygd ut byområdene basert på bilen og dens fleksibilitet. Vi kan imidlertid ikke komme oss ut av rushtidsproblemene i de mest sentrale bystrøk bare gjennom fortsatt vegbygging. Det er nødvendig å satse på kollektivtrafikken slik at den blir pålitelig, holder god standard og gir akseptable reisetider til og fra arbeidet. Dermed kan den bli et attraktivt alternativ til personbil. Dersom vi får avlastet vegene for slik trafikk, oppnår vi dessuten bedre trafikkforhold for alle som må bruke vegen.

Hvis vi skal få til dette, må kollektivsatsingen antagelig kombineres med restriksjoner og/eller avgifter på bilbruken. Slike tiltak går imidlertid mest ut over dem som har dårligst råd og dem som har vanskeligst for å regulere sin arbeidstid. Det er derfor viktig å satse mest mulig på de positive tiltakene. Mer fleksibel arbeidstid kan være ett godt tiltak. En sterkere samordning av areal- og transportpolitikk er også et viktig virkemiddel. Det gir ikke store utslag på kort sikt, men er viktig på lengre sikt. Rom ble heller ikke bygget på en dag.

Økonomiske rammer

Forslaget tar utgangspunkt i departementenes retningslinjer. Den økonomiske basisrammen som etatene har fått å arbeide innenfor tilsvarer en framskriving av regjeringens budsjettforslag for 1999. For transportetatene er den samlede statlige planrammen på **157 mrd kr**. I tillegg har hver etat laget sine marginalforslag for hvordan de vil prioritere ved en reduksjon eller økning av rammene.

Fordeling av planrammen mellom etatene:

• Kystverket	4,6 mrd kr
• Luftfartsverket	11,0 mrd kr
• Jernbaneverket	45,9 mrd kr
• Statens vegvesen	95,5 mrd kr
• SUM	157,0 mrd kr

Etatene er enige om at vi innenfor dette beløpet må prioritere drift og vedlikehold. Dersom vi fullt ut skal kunne vedlikeholde den kapital som er lagt ned i vår infrastruktur, og samtidig ta igjen et for lavt vedlikehold gjennom flere år, bør 2/3 av rammen gå til drift og vedlikehold. I de endelige forslag har etatene imidlertid endt opp med å prioritere om lag 60 prosent til drift og vedlikehold. Dette betyr at vi i hovedtrekkene kan opprettholde kapitalen, men ikke i særlig grad ta igjen det opparbeidede etterslep. Det betyr også at investeringer er blitt salderingsposten.

Det er ikke sammenheng mellom reduksjonen av midler til investeringer og det faktiske investeringsbehovet. Investeringsbehovet for bane, sjø og veg er anslått til 250-350 mrd kr. Dette tilsvarer minst 50 års investeringsramme. Med et så langsiktig perspektiv har vi ikke funnet det nødvendig å finregne på behovet.

Investeringsrammen til sjøtransportsektoren

Kystverket har satt av omlag 2 mrd kr til investeringer. Investeringsrammen fordeles slik:

- 1,0 mrd kr til fiskerihavner
- 0,5 mrd kr til utbedring av farleder
- 0,3 mrd kr til navigasjonssystemer
- 0,2 mrd til lostjenesten.

Investeringsrammen til luftfartsektoren

Luftfartsverket har foreslått en investeringsramme på omlag 11 mrd kr, som fordeles slik:

- 4,8 mrd kr til bedret sikkerhet/regelverk
- 2,9 mrd kr til kapasitetsforbedring/service
- 3,0 mrd til forsterket vedlikehold
- 1,3 mrd til oppgradering av regionale lufthavner.

Investeringsrammen til jernbanesektoren

Jernbaneverket har satt av 13,3 mrd kr til investeringsformål. Investeringene er rettet mot de mest trafikkerte områdene der jernbanen kan konkurrere best. For person-trafikken legges det tilrette for å bedre tilbudet innenfor:

- Lokaltrafikken i de store byene/byområdene, som Oslo, Stavanger, Bergen og Trondheim.
- Intercitystrekningene Skien - Lillehammer - Halden.

Bygging av dobbeltspor på strekningene Skøyen - Asker og Oslo - Ski har hovedprioritet. Jernbaneverket anbefaler at nærmere 60 prosent av investeringsrammen brukes til dette, selv om dette vil gå ut over framdriften i modernisering av Østfold- og Vestfoldbanen. Ellers prioriteres bygging av nytt 2. spor på strekningen Stavanger - Sandnes på Sørlandsbanen. På Vestfoldbanen prioriteres parsellen Barkåker - Tønsberg og oppstart på parsellen Farriseidet - Porsgrunn. I Trondheimsområdet planlegges bygging av ny Gevingåsen tunnel nord for Trondheim.

Tilrettelegging for krengetog medfører at det eksisterende banenettet må utbedres.

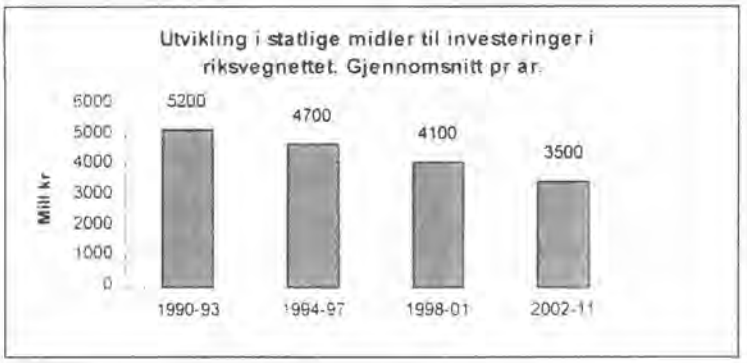
Økonomiske rammer til vegformål

Mrd 1999-kr

		St meld nr 37 1998-2007	Bevilget 1999	NTP 2002-2011
Post 23	Trafikktilsyn/ -drift/vedlikehold	56,6	5,4	59,0
Post 24	Produksjon	- 0,4	- 0,1	- 1,1
Post 30/31	Investeringer	41,7	4,1	35,3
Post 60	Tilskudd	2,6	0,2	2,3
Sum		100,5	9,6	95,5

Ved å øke satsingen på vedlikehold i perioden 2002-2011 vil vi kunne opprettholde vegkapitalen. I forhold til dagens nivå foreslås også en økning av rammene til drift av eksisterende riksvegnett og til ferjedrift. Med dette utgangspunktet og reduserte totalrammer til vegsektoren har det ikke vært mulig å unngå en kraftig kutt i midlene til riksveginvesteringer. Reduksjonen er på omlag 6 mrd kr sammenlignet med Norsk veg- og vegtrafikkplan for perioden 1998-2007, jf St meld nr 37 (1996-1997). Dersom vi ser vedlikeholds- og investeringsmidler i sammenheng, blir reduksjonen på omlag 4 mrd kr.

Som det framgår av etterfølgende figur, er rammene til investeringer stadig blitt redusert.



I tillegg til statlige midler til investeringer har Statens vegvesen lagt til grunn omlag 13 mrd kr i bompengebidrag i perioden 2002-2011. Av dette utgjør bompengebidraget fra vedtatte bompengepakker/-prosjekter bare 3 mrd kr. For mange av de andre prosjektene/pakkene er planene kommet relativt kort. Det er derfor knyttet stor usikkerhet til bompengebidraget i planperioden.

Til sammenligning kan vi nevne at i Norsk veg- og vegtrafikkplan for perioden 1998-2007 ble det lagt til grunn et bompengebidrag på 8,5 mrd kr (1997-kr). Her la vi imidlertid en mer restriktiv holdning til grunn; spesielt for første fireårsperiode hvor det i utgangspunktet ble stilt krav om at det skulle foreligge lokalpolitiske vedtak om bompengefinansiering. Selv om vi har vært mer optimistiske når det gjelder bompengefinansiering i perioden 2002-2011, blir det arbeidet med planer for tilleggsfinansiering av langt flere prosjekter enn vi har regnet med. I perioden 1990-1999 vil bompengebidraget utgjøre omlag 15,3 mrd kr. Kanskje vi ikke er for optimistiske likevel ?

Tabellen nedenfor viser de statlige investeringsrammene for de ulike sektorene i gjeldende langtidsplaner og i forslaget til Nasjonal transportplan.

Mrd 1999-kr

	NVVP/NJP 1998-2001	NTP 2002-2005	NTP 2006-2011
Veg	17,4	14,2	21,1
Jernbane	5,0	4,8	8,5
Sum	**22,4**	**19,0**	**29,6**
Kystverket	*	0,8	1,2
Luftfart	*	3,7	7,3
Total sum	-	**23,5**	**38,1**

* Luftfartsplanen og Havneplanen for perioden 1998-2001 omtaler ikke statlige investeringsrammer like entydig som planene for veg og jernbane.

Oversikt over planlagte større investeringer innenfor vegsektoren i perioden 2002-2011

Østfold

Det er lansert en bompengepakke som omfatter utbygging av Ev 6 og Ev 18 i Østfold samt forlengelse av dobbelspor for jernbanen i Moss; Østfoldpakken (fase 1). Kostnadene for pakken er omlag 5,6 mrd kr, fordelt med 2,9 mrd kr til utbygging av Ev 6, 1,9 mrd kr til utbygging av Ev 18, samt 0,8 mrd kr til dobbeltsporet jernbane i Moss.

Statens vegvesen foreslår til sammen 880 mill kr i statlige midler til Ev 6 og Ev 18 i Østfold i perioden 2002-2011. Videre utbygging er avhengig av andelen bompenger. Forutsatt 50 pst bompengefinansiering vil det bli bygd firefelts motorveg på Ev 6 fra Akershus grense til Jonsten. I tillegg vil det bli bygd ny bru over Iddefjorden ved Svinesund. På Ev 18 er det lagt opp til utbygging av strekningen Ørje - Eidsberg grense og strekningen vestover fra Mysen (Slitu) til etter Askim sentrum (Krosby).

Innenfor fylkesfordelt ramme vil midlene i hovedsak gå til utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett.

Akershus og Oslo

Oslopakke 1 og eventuelt Oslopakke 2 vil være førende for en vesentlig del av investeringene i Akershus og Oslo i perioden 2002-2011.

Innenfor *Oslopakke 1* prioriteres utbygging av Ev 6 fra Klemetsrud i Oslo mot Vinterbru i Akershus til firefelts motorveg. Hele utbyggingen er kostnadsberegnet til 1,2 mrd kr. Strekningen Klemetsrud - Assurtjern bygges ut i første fireårsperiode, mens videre utbygging sørover til Stenfelt gjennomføres i siste seksårsperiode. Strekningen Stenfelt - Vinterbru vil imidlertid gjenstå til etter 2011. I Akershus prioriteres videre utbygging av Ev 16 Wøyen - Bjørum (550 mill kr). Ev 16 Hamang - Wøyen er aktuell å starte opp i siste seksårsperiode med fullføring etter 2011 (400 mill kr). I Oslo prioriteres rv 150 Ulven - Sinsen (400-1 100 mill kr) og rv 162 Slottsparktunnelen (400 mill kr). Rv 155 Ljabrudiagonalen (300 mill kr) er et aktuelt prosjekt i siste seksårsperiode. Totalt foreslår Statens vegvesen omlag 3,1 mrd kr i statlige midler til tiltak innenfor Oslopakke 1 i perioden 2002-2011. I tillegg er det lagt til grunn 2,3 mrd kr i bompenger.

Oslopakke 2 er en plan for finansiering av en forsert kollektivtrafikkutbygging i Oslo- og Akershusregionen, og planene omfatter forbedring og utskifting av infrastruktur, materiell og rutetilbud. Hovedgrepet er å styrke banene som ryggrad i kollektivsystemet. Utbyggingen omfatter blant annet nye dobbeltspor for jernbanen på strekningene Oslo - Asker og Oslo - Ski, samt videreutvikling av T-banenettet og bybaner/kombibaner. Videre inngår bedre tilrettelegging for busstrafikken og utvikling av terminaler og

knutepunkter. Statens vegvesen legger opp til å følge opp prioriteringene i Oslopakke 2 innenfor rammen til Oslopakke 1.

I Akershus er det også aktuelt å bygge ut strekningen rv 2 Kløfta - Nybakk i tiårsperioden (400 mill kr). Statens vegvesen har lagt til grunn delvis bompengefinansiering av dette prosjektet. I siste seksårsperiode er det også aktuelt å videreføre utbyggingen av Ev 6 til smal firefelts veg nordover fra Hovinmoen. Prosjektet rv 35 Lunner - Gardermoen er vedtatt delvis bompengefinansiert, og forutsettes fullført i første firårsperiode.

Hedmark

I Hedmark vil midlene i hovedsak gå til utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett.

Oppland

I Oppland vil midlene i hovedsak gå til utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett. Av større prosjekter prioriteres rv 4 Omlegging forbi Raufoss med oppstart i første fireårsperiode og fullføring i siste seksårsperiode (240 mill kr).

Buskerud

På stamvegnettet prioriteres bygging av ny motorvegbru på Ev 18 i Drammen i første fireårsperiode (500 mill kr). I siste seksårsperiode er det aktuelt å starte opp utbyggingen til firefelts motorveg videre fra motorvegbrua mot Vestfold grense, med fullføring etter 2011 (400 mill kr). Utbyggingen av Ev 134 fra Hegstad mot Kongsberg fullføres i første fireårsperiode.

Innenfor fylkesfordelt ramme prioriteres oppfølging av vegpakke Drammen gjennom videre utbygging av sentrumsringen i Drammen (rv 283 Øvre Sund bru/Kreftingsgate).

Vestfold

På stamvegnettet prioriteres videre utbygging av Ev 18 til firefelts motorveg. Statens vegvesen har lagt til grunn at bompengeopplegget videreføres, og at strekningen Kopstad - Gulli vil bli bygd ut i løpet av tiårsperioden (1 000 mill kr).

Den fylkesfordelte rammen vil i hovedsak gå til utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett. Av større prosjekter er det aktuelt å starte bygging av Torstrandtunnelen på rv 303 i Larvik i siste seksårsperiode, med fullføring etter 2011.

I tillegg har Statens vegvesen lagt til grunn bompengefinansiering av Tønsbergpakken. Utbyggingen omfatter utvikling av hovedvegnettet i Tønsbergområdet, blant annet bygging av ny ringveg mellom øst og vest, ny forbindelse mellom nord og sør og ny eller utbedret kanalkryssing mellom Tønsberg og Nøtterøy. Kostnadene er beregnet til omlag 1 mrd kr og forutsettes i all hovedsak bompengefinansiert.

Telemark

På stamvegnettet prioriteres omlegging av Ev 134 forbi Nutheimskleivene (600 mill kr). Uten bompengefinansiering vil prosjektet først kunne fullføres etter 2011.

Den fylkesfordelte rammen vil i hovedsak gå til utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett.

Aust-Agder

Det er lansert en bompengepakke som omfatter utbygging av Ev 18 gjennom Aust-Agder. Hele utbyggingen er beregnet til å koste 2,3-5 mrd kr, avhengig av grad av firefeltsutbygging. Statens vegvesen foreslår til sammen 360 mill kr i statlige midler i perioden 2002-2011. Videre utbygging er avhengig av andelen bompenger. Forutsatt 60 pst bompengefinansiering vil prosjektene Brokelandsheia - Vinterkjær og Kjerlingland - Dyreparken bli gjennomført i planperioden.

Den fylkesfordelte rammen vil i hovedsak gå til utbedring av eksisterende vegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett. Rv 9 i Setesdal vil bli vesentlig utbedret dersom det blir tilslutning til planene om delvis bompenge-finansiering av utbyggingen. Utbedringen er kostnadsberegnet til 200 mill kr, og er i all hovedsak forutsatt bompengefinansiert.

Vest-Agder

På stamvegnettet prioriteres prosjektet Ev 39 Handeland - Feda med oppstart i første fireårsperiode og fullføring i siste seksårsperiode (840 mill kr).

Innenfor fylkesfordelt ramme prioriteres i hovedsak utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett. Statens vegvesen har lagt til grunn delvis bompengefinansiering av Listerpakken. Denne omfatter utbedring av rv 465 på strekningen Kjørrefjord - Ulland samt flere prosjekter på rv 43 mellom Farsund og Lyngdal. Samlet kostnadsoverslag er på omlag 450 mill kr, hvorav bompengeandelen er anslått til totalt 350 mill kr.

Rogaland

I Rogaland vil en stor andel av rammene gå til oppfølging av Nord-Jærenpakken og bygging av rv 47 T-forbindelsen. I tillegg prioriteres utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett.

Nord-Jærenpakken har en samlet kostnadsramme på omlag 2,1 mrd kr, og omfatter blant annet investeringer på rv 44, rv 509, rv 510 og Ev 39. I tillegg kommer kollektivtrafikktiltak, bygging av gang- og sykkelveger og miljø- og servicetiltak. Statens vegvesen foreslår tilsammen 480 mill kr i statlige midler til utbyggingen i perioden 2002-2011. I tillegg kommer 620 mill kr i bompenger, samt tilskudd fra kommunene og fylkeskommunen.

I siste seksårsperiode er det aktuelt å bygget ut T-forbindelsen på rv 47, en øst-vest-forbindelse mellom Karmøy og Ev 39 og en nord-sør-forbindelse mot Haugesund. Prosjektet er kostnadsberegnet til 700 mill kr, hvorav Statens vegvesen har lagt til grunn et bompengebidrag på 500 mill kr.

Hordaland

På stamvegnettet prioriteres videre utbygging av Ev 39 mellom Os og Bergen høyt. Totalt foreslår Statens vegvesen omlag 1 mrd kr til dette i perioden 2002-2011. I første fireårsperiode prioriteres dessuten ombygging av Ev 39 i Romarheimsdalen og Ev 134 i Rullestadjuvet. Fullføring av Ev 134-prosjektet er avhengig av delvis bompengefinansiering.

Dersom det blir tilslutning til gjennomføring av Bergensprogrammet, vil Statens vegvesen prioritere oppfølgingen av dette høyt i perioden 2002-2011. Kostnadsrammen, eksklusive eventuelt banesystem mellom sentrum og Flesland, er på vel 7 mrd kr. Statens vegvesen foreslår om lag 1 250 mill kr i statlige midler i tiårsperioden. I tillegg er det lagt til grunn 2,4 mrd kr i bompenger og tilskudd fra kommunene og fylkeskommunen.

Sogn og Fjordane

På stamvegnettet prioriteres en nøktern opprusting av de dårligste partiene på Ev 39 gjennom Stigedalen (omlag 150 mill kr) samt omlegging av Ev 16 på strekningen Voldum - Seltun i Lærdalsdalen (250 mill kr) i første fireårsperiode. I tillegg er det aktuelt å foreta utbedringer og rassikring av Ev 39 langs Sognefjorden i løpet av tiårsperioden. Omfanget er avhengig av om det blir tilslutning til delvis bompenge-finansiering av utbyggingen.

Innenfor fylkesfordelt ramme prioriteres i hovedsak utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett. En stor del av rammen vil gå til videre utbygging av rv 5 mellom Førde og Florø.

Møre og Romsdal

På stamvegnettet prioriteres utbedring av de dårligste partiene av Ev 39 på fylkesgrensen mellom Møre og Romsdal og Sør-Trøndelag. Videre prioriteres utbedring av Ev 134 i Romsdalen. Videre er det aktuelt å videreføre utbyggingen av hovedvegnettet i Ålesundområdet ved å starte opp prosjektet Ev 136 Breivika - Lerstad (200-450 mill kr). Uten bompengefinansiering vil prosjektet først kunne fullføres etter 2011.

Innenfor fylkesfordelt ramme prioriteres midler til utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett. Forslaget innebærer at det ikke vil være rom for en eventuell oppstart på rv 653 Eiksundsambandet før i siste del av tiårsperioden; med fullføring etter 2011.

Sør-Trøndelag

På stamvegnettet prioriteres oppfølging av Trondheimspakken gjennom bygging av prosjektet Ev 6 Nordre avlastningsveg i løpet av tiårsperioden (520 mill kr). Videre har Statens vegvesen lagt til grunn delvis bompengefinansiering av prosjektet Ev 39 Øysand - Thamshavn (1 000 mill kr). Dersom bompengeprosjektet Ev 6 Trondheim - Stjørdal utvides, er det aktuelt å utbedre strekningen fra Nidelv bru til Grilstad i siste seksårsperiode (800 mill kr). Omleggingen av Ev 6 i Melhus sentrum forutsettes fullført i første fireårsperiode (500 mill kr).

Innenfor fylkesfordelt ramme vil midlene går til utbedring av eksisterende vegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett, blant annet for å følge opp statens andel til Trondheimspakken.

Nord-Trøndelag

På stamvegnettet prioriteres omlegging av Ev 6 forbi Steinkjer (660 mill kr). Dersom bompengeprosjektet Ev 6 Trondheim - Stjørdal utvides, er det aktuelt å utbedre strekningen fra Værnes mot Stjørdal (Kvithamar) i siste seksårsperiode (200 mill kr).

Innenfor fylkesfordelt ramme er det aktuelt å gjennomføre Namdalsprosjektet dersom det blir tilslutning til delvis bompengefinansiering av utbyggingen. Prosjektet omfatter hovedinnfartene til Namsos sentrum fra henholdsvis sør, nord og øst med blant annet ny bru på rv 769 over Namsen. Prosjektet har en kostnadsramme på 275 mill kr, hvorav 50 prosent er forutsatt bompengefinansiert.

Nordland

På stamvegnettet prioriteres blant annet videreføring av Lofotens fastlandsforbindelse på Ev 10 (780 mill kr) og tunnel gjennom Korgfjellet på Ev 6 (410 mill kr). Innenfor

fylkesfordelt ramme vil midlene i hovedsak gå til utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett.

Troms

På stamvegnettet prioriteres blant annet rassikring av Ev 6 langs Kåfjorden. Innenfor fylkesfordelt ramme vil midlene i hovedsak gå til utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett.

Finnmark

I Finnmark prioriteres utbedring av eksisterende riksvegnett samt mindre investeringstiltak både på stamvegnettet og øvrig riksvegnett. En stor del av den fylkesfordelte rammen vil gå til utbedring av rv 888 til Nordkyn til helårsveg.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

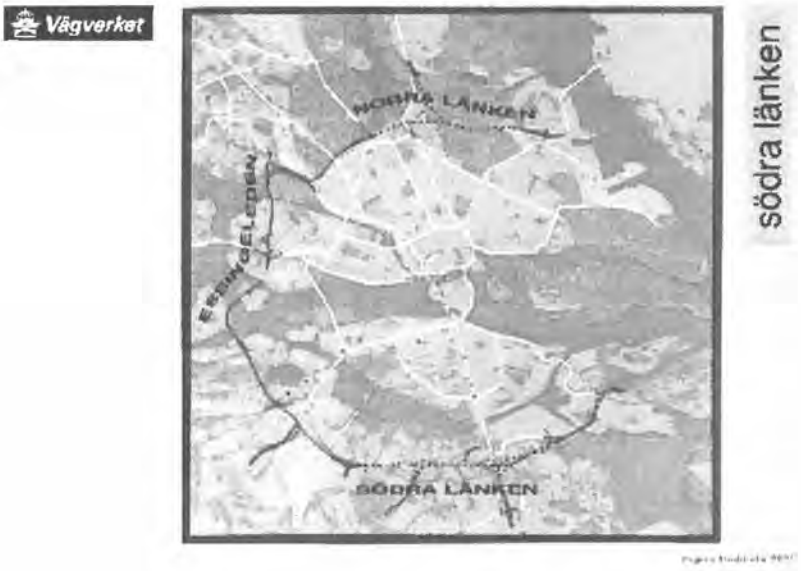
Södra Länken SL03-utmanande vägprojekt i Stockholm

Prosjektleder Patrick Marelius, Selmer Anläggning AB

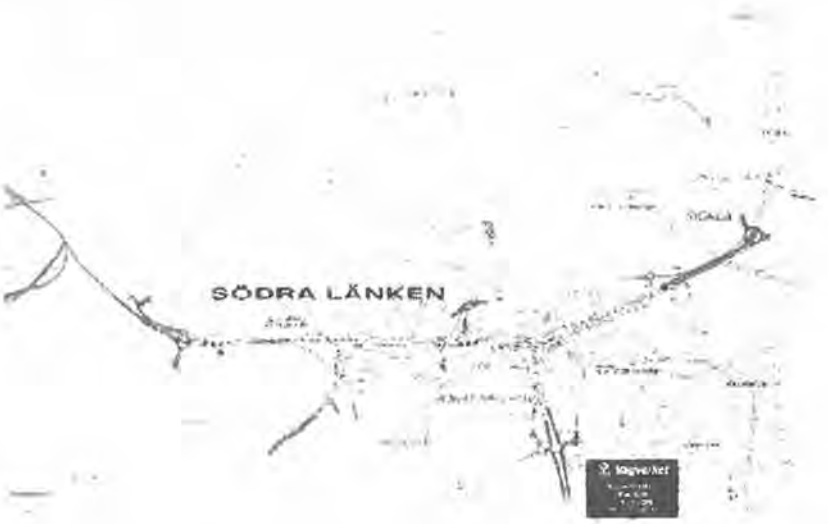
Bakgrund

Stockholm har som dom flesta storstäder trafikproblem. I Stockholm uppkommer de största problemen vid trafikströmmar i nord-sydlig riktning eftersom Stockholm delas av Mälaren och Saltsjön med ett fåtal broförbindelser. Varje dygn passerar ca 350 000 fordon vilket är mer än dessa förbindelser är dimensionerade för.

För att lösa dessa problem har under en lång tid planerats och projekterats en ringled runt Stockholm bestående av den befintliga Essingeleden som kompletteras med Norra Länken, Österleden och Södra Länken.



På grund av miljöskäl, politiska beslut , ekonomiska skäl etc har inte Ringen byggts enligt de ursprungliga planerna. I dagsläget är endast byggandet av Södra Länken beslutat och finansierat. Södra Länken är budgeterad till ca 6 miljarder som bekostas med allmänna medel.



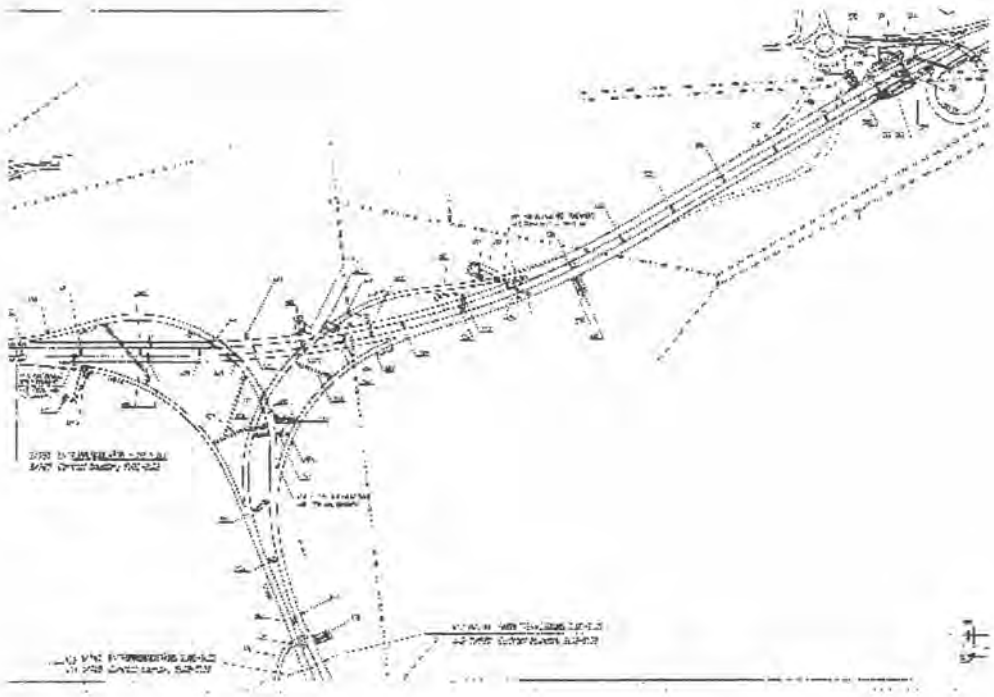
Södra Länken är Sveriges största vägtunnelprojekt genom tiderna och består av en ca 6 km lång trafikled som förbinder Essingeleden i väst med Värmdöleden i öst. Tunneln beräknas öppnas för trafik år 2003,med en trafikström på ca 60 000 fordon per dygn ,systemet är dock dimensionerat för 100 000 fordon.

Södra Länken är uppdelat i ett trettiotal entreprenader inklusive installationer där i stort sett alla byggentreprenader idag är upphandlat.

Hösten 1998 fick Selmer förtroendet att utföra entreprenaddelen SL03 som är den största bergentreprenaden i projektet.

Kort om SL03

SL03 består av ett tunnelsystem med två stycken huvudtunnlar om ca 2 km med areor 90-125 m2 som sträcker sig från Globenområdet till Hammarby. Vid Globen ansluter fyra stycken ramptunnnlar på 70-90 m2 som leder trafiken till och från Nynäsvägen. Längre ned mot Hammarby leder två ramptunnlar med areor 70-80 m2 trafiken till och från det blivande Hammarby sjöstad.

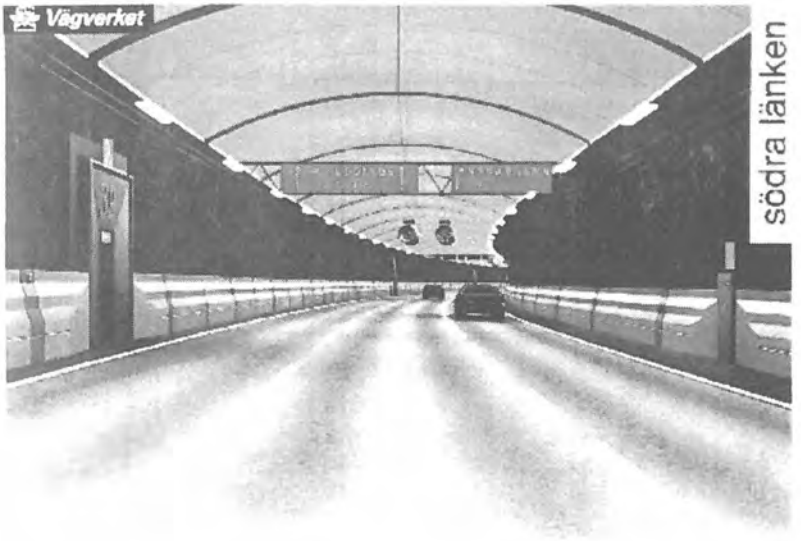


Av säkerhetsskäl finns nödutrymningstunnlar med ett inbördes avstånd på ca 100 m som förbinder de olika tunnelrören för att möjliggöra utrymning och räddningsinsats från en säker del av tunnelsystemet. Dessa tunnlar har en area på ca 9 m2.

Förutom tunnlar så sprängs stora utrymmen för installationer som Ventilation, El, Vatten - och avloppssystem m m. Dessa utrymmen förbinds i allmännhet till marknivå genom borrade eller sprängda schakt.

I projektet ingår förutom bergarbeten dessutom omfattande betongarbeten med underjordiska broar, installationsutrymmen, nödutrymningsvägar, schaktkonstruktioner m m .

I projektet ingår också byggande av vägkroppen inklusive rörläggning för El,VA samt fundament för barriärelement.



Som sidoentreprenader utföres förutom tidigare nämnda installationer dessutom montage av takelement, barriäreelement, beläggning, skyltning, säkerhetssystem m m. Dessa arbeten kommer delvis att utföras parellellt med byggentreprenaden vilket kommer att ge upphov till en logistisk utmaning!

Korta fakta om SL03

Kontrakt

Beställare är Vägverket
Generalentreprenad med konstruktionsansvar för betongarbeten
Kontraktssumma 480 MSEK
Byggtid nov 1998 till nov 2001, totalt 36 mån varav ca 20 för bergdrift

Mängder

Bergschakt underjord	700 000 tfm3
Bergschakt ovanjord	15 000 tfm3
Sprutbetong	12 000 m3 (220 000 m2)
Bult 3- 6 m	25 000 st
Injekteringsborrning	500 000 bm
Injekteringscement	3 000 ton
Konstruktionsbetong	8 000 m3
Fyllnadsmassor	100 000 m3

Kort om Produktion

Berget drivs från två påslag- dels från en tidigare färdigställd arbetstunnel vi Globen och dels från en tidigare färdigställd förskärning vid Hammarby. Antalet fronter varierar mellan fyra i början och tolv vid full produktion, då vi räknar med ca 25 salvor/vecka.

Berget är av god kvalitet med den för Stockholm typiska blandningen av gnejs och granit. Bergprognosen anger att mer än 90 % av berget har ett Q-värde på > 4. Det sämre berget förväntas endast uppträda i smala zoner.

Maskinresurser

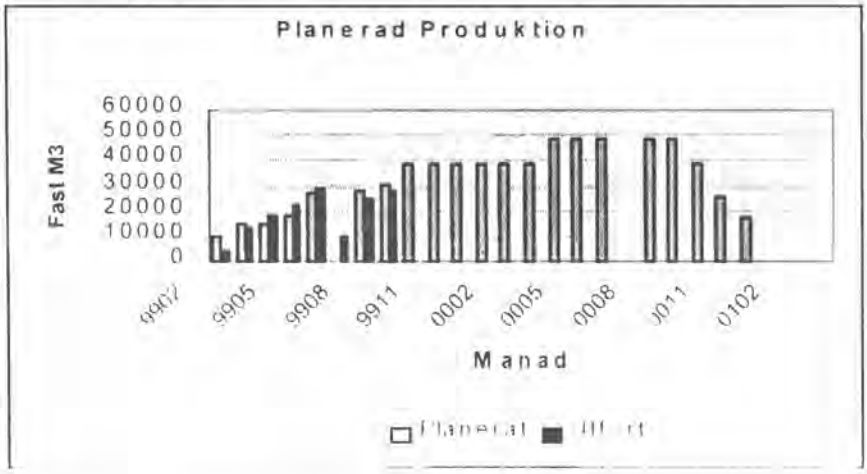
Borrvagnar	Atlas 353 ES	1 st
	Atlas WL 3	3 st
	Atlas 322	1 st
Laddtruckar	Dyno SSE	2 st
Lastning	CAT 980F	1 st
	CAT 988G	1 st
	Brøyt 1000 TD	1 st
Arbetsplattformar	Normet	2 st
	Manitou o dyl	2 st
Transportfordon	Trailers 27-32 ton	ca 25 st
	Tranportband Hammarby	
Injektering	Injekteringsriggar Häny	2 st
Sprutbetong	Sprutriggar Aliva	2 st

Fläktar, pumpar, byggtraktorer, elutstyr ....

Personella resurser

Tjänstemän (inkl btg och mark)	30 st
Bergarbetare	40 st
Förstärkning,Injektering (ej borrning)	16 st
Betong	25 st
Mark	15 st
Övriga (förare, UE...)	ca 50 st

Produktion i dagsläget.(September 1999)



Till och med september månad har ca 150 000 m3 tunnel sprängts, vilket är i stort sett som planerat.

Utmaningar inom projektet

Södra Länken byggs inom tätbebyggt område i en storstad vilket ger upphov till en flora av krav som entreprenören ställs inför. De krav som ställs kan härledas dels till miljökrav för att minska störningar för kringboende som t ex restriktioner på max tillåtna vibrationer, bullernivåer, luftstötvågor, spränggaser m m och dels till miljökrav som siktar till att minska miljöbelastningen på grund av projektet som t ex luftföroreningar, vattenpåverkan, transporter, bränsle, hantering av kemikalier och allmänn nedsmutsning.

Vibrationer

De restriktioner som finns på vibrationer är i och för sig inget nytt, vibrationer övervakas kontinuerligt och matas över till datorer på arbetsplatsen, varpå salvkalibrering sker kontinuerligt. Vi har hittills klarat oss med att blocka salvorna men kommer förmodligen till partier där salvlängden måste kortas.

Buller

De krav som ställs på bullernivåer gör att ingen borrning eller skjutning kan göras annat än vardagar mellan 07.00-22.00. Gränsvärdet för bostäder ligger dagtid på 45 dBa, kväll 35 och natt 25. Dessa nivåer är mycket svåra att innehålla då borrljudet även dagtid i bra berg kan ge upphov till högre värden. Dessa inskränkningar i arbetstid gör att det endast är möjligt att driva på tvåskift, det mer traditionella 2+1 ordningen går alltså ej att använda. Paradoxalt nog är det bra berget i detta fall en källa till produktionsstörning eftersom buller och vibrationer fortplantar sig mycket bra!

SSE
Förutom ovanstående krav och restriktioner finns några tekniska aspekter att beakta som lett till en del huvudbry. Det finns t ex krav på maximalt tillåten skadezon i kvarstående berg som i normalfallet är 30 cm i vägg och 1,1 m i botten. Detta har lett till en del problem vid användandet av SSE sprängmedel som måste strängladdas inte bara i väggkontur utan även i bottenkontur. För att komma tillrätta med detta har laddtruckarna utrustats med automatisk slangutdragning på bägge linjer, en vinst med detta kan vara minska specifik laddning genom att nyttja strängladdning även i de salvhål som normalt är överladdade.
Vi har haft en del problem med glasögon och kvarstående berg på grund av strängladdningen i konturhål (0,35 kg/m. Idag har vi kommit tillrätta med merparten av dessa problem genom en noggrannare hantering vid laddningenen så att tändare och primer verkligen ligger i botten på hålet och är omslutet av slurry samt att vi anpassat borr-och laddplan för att minimera risken att strängen slås av.

Injektering
Det krav som dock har den allra största påverkan på produktionen är det mycket högt ställda kravet på maximalt tillåtet inläckage i tunnlarna. Tillåtet värde varierar mellan 2-4 l/min och 100 m tunnel beroende på hur känsligt ovanförliggande område är för grundvattensänkningar. Kravet medför kontinuerlig förinjektering med ett förfarande som är mycket tidsödande. Vi har under entreprenadens gång tillsammans med Vägverket modifierat det i kontraktet beskrivna förfarandet så att nuvarande koncept är mer anpassat till bergkvaliteten.
Injekteringen går i korthet till så att för var tredje salva borras en skärm med max längd 21m och minsta skärmöverlapp 5 m. En omgång består av i medel 30 hål som vattenförlustmäts och injekteras. Beroende på resultat av vattenförlustmätning och injekteringsmängd så borras en andra omgång som består av ca 10 hål. När dessa är injekterade borras tre kontrollhål som vattenförlustmäts och injekteras. I extrema fall kan det bli nödvändigt att komplettera med ytterligare ett antal injekteringshål. Av all borrning i projektet svarar injekteringsborrningen för ca 25 % vilket tillsammans med de ställtider som blir reducerar framdriften med 30-40%.

Bergmassor
Ytterligare en utmaning i projektet är hanteringen av de utsprängda bergmassorna som är entreprenörens egendom. De 2,3 miljoner ton som skall hanteras på ett ekonomiskt riktigt sätt utgör både en risk och en möjlighet. Vi har valt att vidarförädla berget i egen regi dels för att återanvända i projektet och dels för att sälja externt. Vi har satt upp en krossanläggning i Hammarbyområdet i närheten av Hammarbyåslaget där bergmassorna kommer att förkrossas inne i tunnlarna för att transporteras till efterkross på transportband. Materialet säljs vid upplag eller kan skeppas ut på pråm. Bergmassorna från Globenområdet transporteras per bil till vår nystartade kross och upplagsplats i Skrubba ca 10 km från påslaget vid Globen.

Förskärningen Hammarby
En teknisk utmaning i projektet är huvudtunnlarnas mynning i Hammarby. Den ena tunnelöppningen är ca 20 m bred och den andra 30 m åtskilda av en mittpelare på ca 10 m. Detta i kombination med liten bergtäckning, partier med dåligt berg och att tunnlarna går i 45 graders vinkel mot förskärningen har gett upphov till intressanta diskussioner om hur öppningen lämpligen skall drivas.
För att inte fastna i dess diskussioner beslutades tidigt att öppna upp pilottunnlar för att inte tappa tid. I den mindre öppningen drevs en pilottunnel och i den större öppningen två piloter för att möjliggöra drivning även av ramptunneln.
Berget var förförstärkt med bultförband i en tidigare entreprenad. Drivningsförfarandet går i princip ut på att ta korta strossalvor ut mot teoretisk kontur från pilottunnlarna. Konturen förstärks med ca 20 cm fiberbetong och bult innan nästkommande etapper sprängs ut. Detta etappvisa uttag görs från botten och upp mot tak så att en ca 2 m bred båge utförs. När full kontur är uttagen kompletteras sprutbetongbågen med ytterligare ca 20 cm fiberbetong. Efter att denna yttre båge är klar påbörjas uttag av den innanförliggande.
Under drivningen registreras rörelser med konvergens- och extensometer mätning som utföres efter varje salva

Stockholm 1999-10-08

Patrick Marelius Selmer Anläggning AB

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

FIRE SAFETY CONCEPTS IN TRAFFIC TUNNELS

Professor Dr.Ing. Alfred Haack, STUVA e.V., Cologne, Germany
President of ITA – International Tunnelling Association

1. INTRODUCTION

Fire in traffic tunnels, are an international problem. They are characterised by the danger they present to the persons affected and, in many cases by the considerable amount of material damage that they cause (see Fig. 1). Serious accidents resulting in fatalities and injuries have been individually reported from Austria, Canada, Great Britain, France, Japan, and the U.S.A. The most recent fire accidents have been in the Channel Tunnel between France and UK on November 18, 1996 and the two catastrophies in the Mont Blanc Tunnel between France and Italy on March 24, 1999 and in the Tauern Tunnel in Austria on May 29, 1999 with 39 and 12 fatalities respectively. Various major fire accidents have also occurred in tunnel facilities in Germany. These cases have served to draw attention to the possibilities of escape and rescue, which are made more difficult in a tunnel scenario.

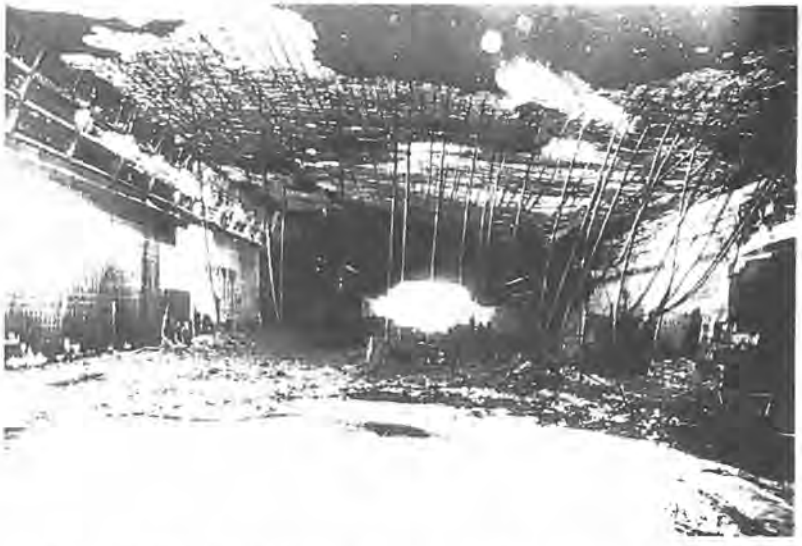


Figure 1: Completely destroyed pre-stressed concrete roof following
a lorry fire in the Moorfleet/Hamburg (Germany) motorway tunnel in 1968

Serious fire cause considerable material damage, not only to rolling-stock or vehicles, but often to the tunnel facilities as well. This damage is brought about by the massive development of heat and aggressive combustion gases, among other causes. Although the effects of fire seldom threaten the stability of a tunnel structure, they often reduce the availability of the tunnel for traffic, at least for a certain length of time.

The effects of this latter aspect should on no account be underestimated. In some cases, redevelopment can take weeks or months. So took the rehabilitation of the Tauern Tunnel about 3 months, that of the Mont Blanc Tunnel will take about one and a half years. If as a result, service in important tunnel sections of an urban road network has to be discontinued, the inevitable result will be serious disturbances in densely built-up areas (such as Berlin, London, Paris or Rome). As a consequence, in Germany the "Guidelines for Furnishing and Operating Road Tunnels" expressly point to the effects of a case of fire and consequently call for suitable measures already within the scope of preventive fire protection.

2. RATE OF RISK

According to statistics of the late eighties the probability of a fire accident in traffic tunnels can be assumed as follows: 1 case per 10^{10} km regarding road traffic and 1 case per $0{,}5 \times 10^{9}$ km regarding railway traffic. In the field of passenger transport the risk with car traffic can be assumed as being about 20 to 25 times as high as that of railway traffic. Additionally and generally speaking, it has been determined that the risk of fire in traffic tunnels is on the increase although modern vehicles are made of less inflammable materials for seats, floor mats, inside wall and ceiling cladding than the older ones. The reasons for this are:

- The growing density of traffic, especially on the roads.
- The increasing travelling speeds in rail traffic.
- The already high (Table 1) and steadily growing number of tunnels, with ever greater individual lengths.
- Increasing of vandalism, including increasing a trend towards terrorism (witnessed, e.g., in cases of arson like in the metros of London, Paris and Tokyo).

Such developments must be taken into consideration in developing a safety concept for tunnel traffic.

Traffic tunnels (route km)				
	Metro	Rail	Road	Total
Austria	15	105	210	330
Switzerland	-	360	140	500
Germany	550	380	70	1000
France	270	650	180	1100
Great Britain	200	220	30	450
Italy	60	1150	600	1810
Norway	20	260	370	650
Spain	200	750	100	1050
Total	1315	3875	1700	6890

Table 1: Rail and road tunnel operations
in various West European countries (status 1990)

3. AMOUNT OF TUNNELS

This becomes still clearer by looking closer to the situation of recent and future tunnelling in Europe:

Numerous rail and road tunnels are in operation (Table 1) or are being built in various European countries. As examples, the following major projects are either in operation, under construction or in the planning stage:

- The Channel Tunnel (rail) between France and UK, which is approximately 52 km long and was inaugurated in 1994.
- The Great Belt Tunnel (rail) in Denmark, between the islands of Funen and Seeland, which is about 7 km long, recently taken into operation.
- The Alpine transit routes for rail traffic in Austria/Italy (the Brenner Base Tunnel) and in Switzerland (where the Gotthard Base Tunnel and the Lötschberg Tunnel are being contemplated), each approximately 35 to 60 km long.
- Mont Cenis Tunnel as an additional Alpine transit between Lyon (France) and Turin (Italy) with an estimated length of 54 km.
- A recently discussed special railway tunnel for transport of goods between South-Germany and North Italy (Tunnel Tyrol) with a total length of about 150 km.
- A tunnel under-crossing the Oresund between Denmark and Sweden with a length of 4 km.
- A road tunnel between France and Spain under-crossing the Pyrenees along the route between Narbonne and Barcelona with a total length of about 12 km.
- The Gibraltar Tunnel between Spain and Morocco, which will probably be about 40 km long.
- A large number of tunnels within the framework of the planned pan-European high-speed rail links, scheduled to be completed by the year 2015 (UIC Proposal, 1989).
- Various road tunnels planned in Norway beneath straits in order to connect islands with one another or with the mainland; the overall length will be greater than 100 km. A number of these tunnels will be more than 10 km long and will be constructed at depths of 600 m and more below sea level (Ovstedal, E. and Melby, K., 1992).

Taking all these new construction measures into account, the pan-European traffic tunnel network is likely to far exceed 10,000 km by the year 2000.

4. GENERALITIES OF THE EUREKA-PROJECT

Against the background described above, and in consideration of the fact that subsurface traffic facilities are increasing in number, length and number of users, ministries in Germany and other countries have commissioned a comprehensive survey in order to improve fire protection in subsurface traffic facilities - something urgently required throughout Europe.

In Germany, iBMB (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz) at the Technical University of Braunschweig started about 1970 first theoretical studies into the fire process in

tunnels and continued its efforts in midst of the 80ies in co-operation with STUVA (the Research Association for Underground Transportation Facilities, Inc., Cologne, Germany) by planning and preparing experimental tests. After strong rejection by the environmentalists in Germany the tests were conducted in an abandoned transport tunnel in the north of Norway.

The Technical Research Centre of Finland, Fire Technology Laboratory at Espoo and the Norwegian Road Research Laboratory in Oslo were also involved in the project. Finally, other European countries such as Austria, France, Great Britain, Italy, Sweden and Switzerland joined the project and supported it. Their contribution consisted of additional tests and back-up technical equipment for test tunnel measurements within the scope of a jointly sponsored project.

The EUREKA-project EU499 FIRETUN (in the following: EUREKA tests) can be seen in a certain sense as a continuation of former European full scale tests in the 60ies and 70ies as they were conducted in the Ofenegg Tunnel (Switzerland) in 1965 (Haerter, A., 1994) and in the Zwenberg Tunnel (Austria) in 1976 (Pucher, K. and Wolkerstorfer, J., 1994). In both cases petrol pool fires were performed to investigate the smoke movement along a tunnel dependent on the air velocity. They gave important answers to the question of dimensioning mechanical ventilation systems especially in road tunnels. Directly continued are the Ofenegg-Tunnel and the Zwenberg-Tunnel Tests by those conducted in the Memorial Tunnel, West Virginia, USA, during 1993 to 1995. In these tests the main modes of mechanical ventilation systems (longitudinal, semi-transverse and transverse) were simulated with tremendous financial efforts (Luchian, S.-F., 1994). Again, here are used petrol pool fires, in this case with a fire load up to 100 MW, so, taking all these full-scale test series, the EUREKA tests were the only ones using real today's road, railway and metro vehicles as fire load.

5. MOST IMPORTANT FINDINGS

The evaluation of the international test programme was finished in 1995 and published in an international English written report. The most important findings have been established as follows (Haack, A., 1995) and (EUREKA project EU 499, 1995):

1. The influence of damage both to the vehicles and the tunnel lining, especially in the crown area, depends on the type of car. This fact, already derived from numerous fire accidents was entirely confirmed by the tests in Norway. The roof of those vehicles constructed of steel resisted the heat, whereas the roofs of the public bus and of a metro car both made of aluminium were completely destroyed at a rather early stage of the test fire. The same happened, as expected, to the roof of a metro car consisting of fibre glass reinforced plastic (see Figs. 2a-c) as well as to the roof and walls of the private car with a plastic body (see Fig. 3).

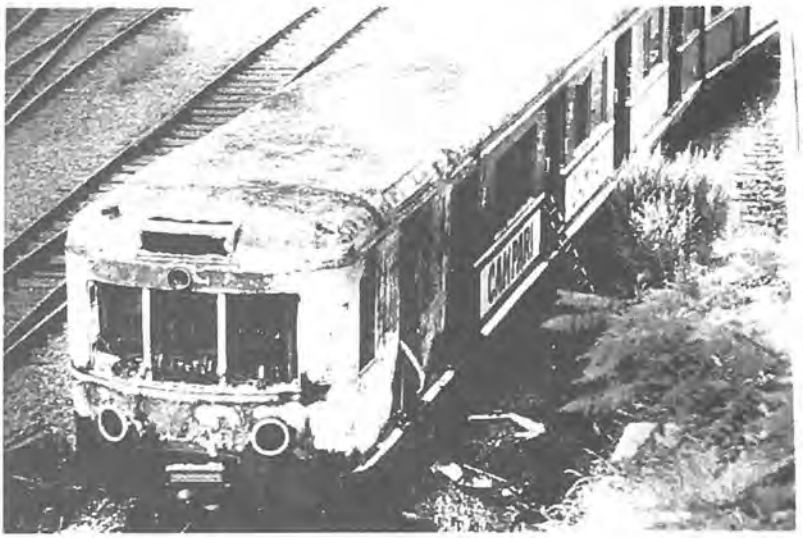


Figure 2a: Fiber-glass-reinforced plastic in the roof section; fire accident in the Hamburg metro on April 11, 1979

Figure 2b: Fiber-glass-reinforced plastic in the roof section; Fire accident in the Hamburg Metro on April 11, 1979

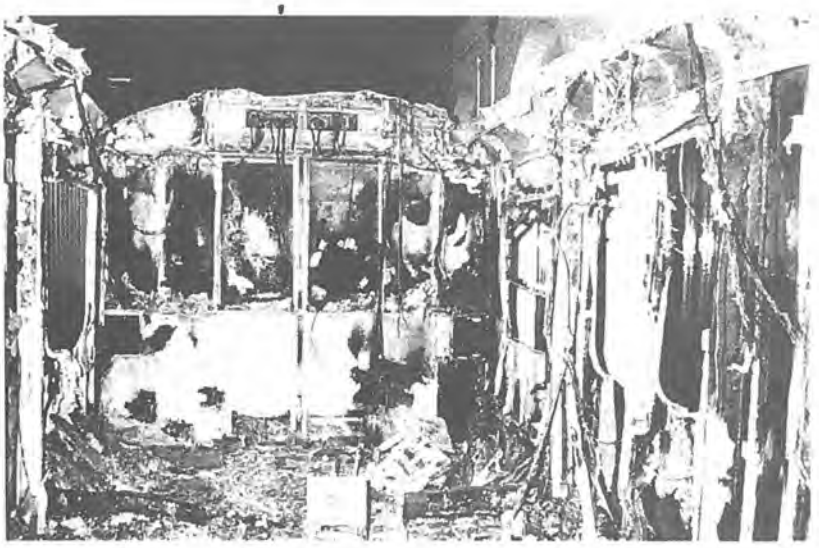


Figure 2c: Aluminium body; fire accident on April 8, 1980,
on the Hamburg urban commuter system

Figure 3: Plastic car Renault Espace completely burnt down in a fire test
within the EUREKA project EU 499

2. The temperatures during most of the rail car and bus fires reached maximum values of about 800 to 900 °C, in one case about 1000 °C. Against this the temperature during the test with the heavy good vehicle loaded with 2 t of modern furniture climbed up to more than 1300 °C (Fig. 4). Along the tunnel, temperatures decrease over a relatively short section. For escape, the situation is worse downwind than upwind.

Figure 4: Fire test on a heavy good vehicle loaded
with 2 t of modern furniture

3. The size of the fires has been recalculated on the basis of the Swedish and Norwegian measurement of heat release. The fire of a single private car resulted to a value of 3 to 5 MW. The bus and rail car fires mostly amounted to between 15 and 20 MW, the burning of the heavy good vehicle was measured more than 100 MW. This leads to the values given in Table 2.

Type of vehicle	Max. temperature [°C]	Max. calorific power release [MW]
Passenger car	400 - 500	3-5
Bus/lorry	700 - 800	15-20
Heavy lorry (HGV) with burning goods (not petrol or other hazar-dous goods)	1000 - 1200	50-100
railway coaches	800-900	15-20

Table 2: Most important results: maximum temperatures
and maximum momentary rates of heat release
(EUREKA project EU 499, 1995)

4. All the rail and road car fires registered a fast development during the first 10 to 15 minutes. So, seen from the aspect of temporal development and heat emission, the hydro carbon curve of RABT covers the reality much better than the unit temperature curve of DIN 4102 (see Fig. 5). But, in this connection, there is one question not yet answered.

The European countries have to discuss and think it over, if the Dutch design curve - especially taken for the static calculation of underwater road tunnels - with its maximum temperature value of 1350 °C, reached after 1 hour fire duration, is closer to reality than the RABT curve in Germany with its highest temperature value of 1200 °C. This question arose as a consequence of the test with the heavy good vehicle. Another non-answered question is linked with the transport of dangerous goods. As a consequence of the severe fires in the Mont Blanc and the Tauern Tunnel the discussion about definition of dangerous goods and the treatment of those transports passing through a tunnel restarted.

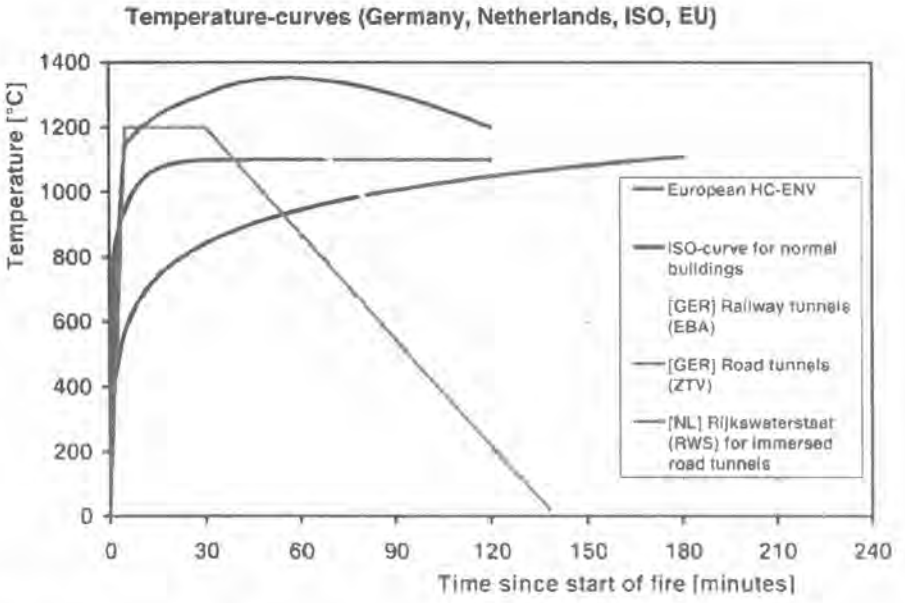


Figure 5: Temperature curves as given by German, Dutch, European and ISO-institutions

5. Modern outfitting of road and rail cars makes them much more resistant against ignition than that of earlier vehicle generations. This could be proved by the fire tests with two halves of German Federal Railway passenger coaches, which both had all-steel bodies but with different lining materials for their walls and roof. The two latter-mentioned test vehicles were stripped off seats and other internal furnishings in order to obtain a true comparison of the influence of the roof and wall lining materials.

   The railway coach lined with materials based on fibre-glass reinforced, unsaturated polyester, in accordance with the latest state of technology, developed a considerable fire. However, the other coach, lined with materials based on a phenol resin basis, which releases energy at a lower rate, proved to be flame-resistant. In both cases, an ignition energy of approximately 6 l isopro-panol (= 7,293 cm^3, corresponding to 200 MJ = fire load of a seat) was applied. The phenol resin lining did not catch fire, even after the ignition energy was doubled.

6. CLOSING REMARKS

The research work and the various test programs conducted during the last years could answer many questions in connection with modern transport processes, both on roads and railways. Despite of this undoubted progress the two recent severe fire accidents in the Mont Blanc and the Tauern tunnel raised various new questions. They are linked with the transport of hazardous goods, the acceptability of longer one tube road tunnels with two direction traffic, the necessity of parallel escape tunnels instead of special safety chambers, the distance of emergency exits, general operational aspects of mechanical ventilation systems, the efficiency of sprinklers or water flooding systems, new fire combating materials and methods etc.

Without any doubt the research needed for answering these questions cannot be conducted on a national basis only, but asks for international co-operation. One of the most important objectives seen from the European point of view must be a uniform level of safety in all the road and railway tunnels in any part of the European Union. To reach this target plenty of evaluation, discussion and research work has still to be done. This is not only related to future tunnel design and construction, but especially also to the already existing ones. Against this background the member nations of the European Union are invited and called for an intensive and target oriented co-operation in accordance with the decisions taken by the European Council during the Cologne summit in June this year.

7. BIBLIOGRAPHY

Haack, A. (1995) Introduction to the EUREKA project/BMBF research project "Fire protection in underground transportation facilities", Dresden, proceedings pp. 6-18

Haerter, A. (1994) Fire tests in the Ofenegg-Tunnel in 1965; paper presented at the SP - International Conference on Fires in Tunnels, Borås, Sweden, October 10-11.

Luchian, S.-F. (1994) Fire Tests in the Memorial Tunnel; paper presented at the SP - International Conference on Fires in Tunnels, Borås, Sweden, October 10-11.

Ovstedal, E. and Melby, K. (1992). Future design of subsea road tunnels based on cost and technical experience. Norwegian Subsea Tunnelling, Publication No. 8, 19-26. Trondheim, Tapir Publishers.

Pucher, K. and Wolkerstorfer, J. (1994) Fire Tests in the Zwenberg Tunnel; paper presented at the SP - International Conference on Fires in Tunnels, Borås, Sweden, October 10-11.

Richtlinien für Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln RABT (Guidelines for Furnishing and Operating Road Tunnels). Ed.: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

Vorschlag für ein europäisches Hochgeschwindigkeitsnetz (Proposal for an European high-speed railway network) (1989). UIC Gemeinschaft der Europäischen Bahnen.

Fires in Transport Tunnels; Report on Full-Scale Tests; EUREKA project EU 499 FIRETUN; editor: Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V., Düsseldorf, November 1995

Grunnvannskontroll / injeksjon ved bygging av Storhaugtunnelen

Prosjektleder Øivind Kommedal, Statens vegvesen Rogaland

Dette er en orientering om et prosjekt under bygging og de spesielle utfordringer som har vært i forbindelse med planleggingen og gjennomføringen til nå for å ivareta grunnvannet over tunnelen.

Bakgrunn

Prosjektet med tunnel og tilstøtende veg gjelder omlegging av en eksisterende fylkesveg i Stavanger. Som navnet tilsier går tunnelen under Storhaug bydel. Den eksisterende vegen går i dag åpent gjennom bydelen og det er store trafikale og miljømessige problemer forbundet med dette, se oversiktskart - vedlegg 1.

Den nye øst - vest forbindelsen som Storhaugtunnelen representerer vil gjøre at Storhaug bydel får redusert gjennomgangstrafikken betraktelig og vil gjøre området mer attraktivt som bolig- og rekreasjonsområde. I tillegg er det planlagt miljømessige tiltak og etablering av egne sykkelruter i området .

For byen Stavanger vil tunnelen åpne for en rasjonell kollektivsatsing med buss fra boligområdene i øst (Buøy/ Hundvåg) til de store arbeidsplassene på Forus i vest. I tillegg vil de etablerte næringsområdene i øst (Varmen-/ Lervik- området) få en sterkt forbedret tilkomst til hovedvegnettet E39/ Rv.44 i vest og dermed nye muligheter. Økt næringsutvikling er allerede under planlegging.

Hele prosjektet er kostnadsberegnet til 130 mill. kr. og er finansiert ved statlige, fylkeskommunale og kommunale midler.

Statens vegvesen Rogaland er byggherre og utførende.

Beskrivelse av prosjektet og området

Prosjektet består av en ca. 1260 m lang tunnel inkl. portaler samt en kort vegstrekning og rundkjøringer i hver ende som knytter anlegget til eksisterende vegnett. Tunnelen har 2 kjørefelt med rabatter og et teoretisk tverrsnitt på ferdig tunnel på 50,45 m2. Profilet som blir bygd er T9, jfr. vegvesenets normaler - vedlegg 2.

Stigningsforhold og fastlåste tilknytningspunkter på eksisterende vegnett har vært bestemmende for trasèens horisontal- og vertikalkurvatur i tillegg til nødvendig hensyntaken til geologi- og løsmasseforhold. Dette har ført til relativt liten overdekning (ned til 4 -6 m) for en kortere strekning av tunnelen, jfr. lengdeprofil - vedlegg 3.

Området tunnelen går under er en relativt gammel bydel i Stavanger med bebyggelse fra ca. 1900 og fra til omkring 1950. Det er for det meste trehusbebyggelse på grunnmurer av stein og betong av varierende kvalitet. Flere av husene i et senere omtalt torvmyrområde står også på enkle trepeler eller «flyter» på en form for flåte pga. vanskelige fundamenteringsforhold.

Anlegget ble påbegynt ved årsskiftet 1998/99 og skal åpnes for trafikk i mai 2001.

Løsmasse- og grunnvannsforhold

Tunnelen passerer dels under områder med fjell i dagen /tynt usammenhengende løsmassedekke (ca. 2/3 av strekningen) og dels under områder med større sammenhengende løsmasseavsetninger av tildels stor mektighet (ca. 1/3).

Det er løsmasseavsetninger av tildels stor mektighet i 2 områder:

Profil 750-900
Største løsmassemektighet i dette partiet er 7-8 m. Området er det minst bebygde området langs tunnelen med en del grøntområder/friområder. I et typisk løsmasseprofil fra dette området er det øverst 0.5-1.0 m med matjord og derunder velgradert morene (grusig, sandig, siltig materiale). Fjelloverdekningen langs tunnelen varierer fra 14 til 25 m.

Profil 1300-1550
Største løsmassemektighet i dette partiet er 9-12 m. Området over er tettbebygd med frittstående bolighus. Dominerende løsmassetype i dette partiet er morene med tilsvarende gradering og fasthet som morenematerialet mellom profil 750 og 900. Fjelloverdekningen varierer fra 4 - 20 m.

Grunnboringer tatt 10-50 m nordvest for traseen i området mellom profil 1400 og 1500 viser tilsvarende løsmasseforhold fra fjelloverflaten og en del meter oppover i avsetningen som for boringer ellers i traseen. Morenematerialet er dog noe mindre velgradert med mindre innhold av grus og høyere innhold av silt. I enkelte borpunkter er det på 3-4 meters dybde også påtruffet siltig leire/leirig silt. Det øvre laget i dette området består imidlertid av *torvige masser* med mektighet oppimot 2.5-3.5 m.

Historiske kart over området (fra før århundreskiftet) viser at det ligger en torvmyr her hvor det tidligere bl.a. ble bedrevet torvskjæring (den såkalte Hetlandsmyra).

Tunnelen går omtrent i kanten av torvmyra ved ca. profil 1450 med fallende fjelloverflate og økende løsmassemektighet mot nordvest. Det antatte torvmyrområdet ligger i influensområdet for tunnelen og vil delvis kunne bli drenert ut ved grunnvannssenking som følge av lekkasjer inn i tunnelen, jfr. vedlegg 4.

Tunneltraseen er flyttet så langt fra den nevnte torvmyra som mulig. Det aktuelle området ligger imidlertid nær nordre tunnelpåhugg og linjeføringen frem mot påhugget og videre innover i tunnelen er stram. Ytterligere flytting av tunneltraseen fra torvmyra var derfor uforenlig med kravene til linjeføring.

Geologiske forhold

Berggrunnen i området består av forskjellige varianter av bergarten fyllitt. De hører til de såkalte "Ryfylkeskifrene" som ansees skjøvet innover de underliggende grunnfjellsbergartene under den kaledonske fjellkjededannelse.

Fyllitten kan deles inn i en grågrønn og en mer svart variant med ujevn fordeling i bergmassen. Den grågrønne synes normalt å ha et noe høgere kvartsinnhold enn den svarte typen.

Fyllitten, som er en finkrystallinsk glimmerskifer, har god - ofte meget god - spaltbarhet langsetter parallelle glimmerskikt. Variasjonen i skifrigheten arter seg slik at enkelte lag er fastere og mindre skifrig enn de mest skifrige lagene. De mest skifrige fyllittlagene kan lett spaltes opp i flattbrødtynne skikt da de parallelle glimmerskiktene ligger svært tett.

De sterkt skifrige lagene framtrer i terrenget som langstrakte forsenkninger omtrent parallelt med skifrighetens strøkretning. Svakhetssonene som tunnelen må krysse er slike sterkt skifrige og løse fyllittlag.

Forsenkningene langs fyllittlagene går som nevnt stort sett parallelt strøkretningen til fyllitten slik den er registrert på fjellblotningene i nærheten. I hovedsak går strøket i SØ-NV retning, spesielt i området ved profil 800 (ved Varden kirke). Mellom profil 800 og 1450 (der hvor traseen krysser Karlsminnegata) ser det ut til at fyllittens strøkretning hovedsaklig har retninger mellom SØ-NV og ØSØ-VNV. I fjellblotningene ved nordøstre innslag har fyllitten strøkretning omkring Ø-V.

Det er tre områder hvor sprekkeintensiteten er større enn langs den øvrige delen av traseen. Lengst øst er det i området ved Nymannsveien / Karlsminnegata, videre i krysset ved Asbjørn Klostersgata / Lysefjordsgata og i vest ved Egersundsgata.

For den delen av tunnelen som er drevet til nå har de geologiske forhold i tunnelen stort sett artet seg som forundersøkelsene tilsa. Det eneste som har vært noe undervurdert er leire-mengden i de større bruddsonene. Denne har til nå ofte vært økende fra toppen/ «hengen» og ned mot sålen.

I de større bruddsonene har man funnet to leirtyper, en lys gråaktig og en noe mørkere variant. Den siste typen har vist seg å ha en fri svelling på nærmere 180 %, altså en middels aktiv svelleleire (klassifisert etter K. Rokoengen).

Grunnvannsnivå - lekkasjekrav for tunnel

De norske erfaringene som er publisert når det gjelder sammenhengen mellom innlekkasjer i tunneler og poretrykksreduksjon/ grunnvannsenkning i overliggende områder, er basert på erfaringer fra Oslo-området. Disse tar i hovedsak for seg forholdene ved driving av tunneler under leirfylte dyprenner som ofte har et permeabelt sand/gruslag i bunn, mot overgangen til fjell. Blant annet er det presentert erfaringskurver som viser sammenhengen mellom innlekkasjer til tunneler og poretrykksreduksjon, og sammenhengen mellom innlekkasjer til tunneler og influensavstand.

Erfaringene viser at lekkasjer på 2-4 l/min pr. 100 m tunnel gir poretrykksreduksjoner på 0-2 m i bunnen av leirfylte dyprenner, og at det er på dette nivået lekkasjekravet bør ligge for at det ikke skal oppstå skadelige setninger på overliggende bebyggelse under *slike* geologiske forhold.

For områder med betydelig overflateinfiltrasjon må innlekkasjene til tunnelen sansynligvis være vesentlig større i jordarter som sand/ grus/ morene for at poretrykksreduksjonen og grunnvannssenkningen skal bli like stor som for leire. Dette skyldes at de mer permeable massene lettere slipper vann gjennom sammenlignet med tette leirmasser, samt at tilgjengelig drenerbart vannvolum er vesentlig større enn i de mer permeable massene.
Dersom overflateinfiltrasjonen er liten pga. at terrengoverflaten er bebygd og/ eller med tette dekker, kan poretrykksreduksjonen og grunnvannsenkningen også bli betydelig i mer permeable masser, men normalt noe mindre enn i leire pga. større tilgjengelig drenerbart vannvolum.

Myrområder skiller seg imidlertid ut. En grunnvannsenkning kan i slike områder medføre store terrengsetninger.

Moreneavsetningene i Storhaugområdet, som både forekommer under torvmyra inn mot tunnelen og som ellers er den dominerende løsmassetypen mellom profil 750 og 900 og mellom profil 1300 og 1550, er lite setnings-ømfintlige. Risikoen for setningsskader som følge av grunnvannsenkning er derfor relativt liten i slike masser. Den nevnte torvmyra ligger imidlertid innenfor tunnelens influensområde. Bebyggelsen i dette området antas delvis å være fundamentert på treflåter og delvis på trepeler. En eventuell grunnvannsenkning i torvmyrområdet (profil 1400 - 1550) vil derfor med stor sansynlighet medføre betydelige setningsskader på bebyggelsen i dette området.

Ut fra en totalvurdering av løsmasser og omkringliggende forhold er man kommet til at lekkasjekravet inn i tunnelen, noe avhengig av område, bør ligge mellom 3 - 10 l/ min. pr. 100 m tunnel.

For at risikoen for grunnvannsenkning i torvmyrområdet nordvest for tunneltraséen skulle bli tilstrekkelig lav, er det satt et lekkasjekrav på 3 l/min pr. 100 m tunnel for partiet mellom profil 1400 og 1550. Det er den delen av tunnelen som vurderes å kunne influere på grunnvanns-forholdene i torvmyrområdet. Det strenge lekkasjekravet har, etter nærmere vurdering, medført at det på denne strekningen ble besluttet å utføre forhåndsbestemt systematisk forinjeksjon uavhengig av registrerte lekkasjer fra sonderborhull.

Området mellom profil 750 og 900 er mindre bebygd og med adskillig større grunnvanns-mating. Innlekkasjekravet er derfor her satt til 10 l/ min. pr. 100 m tunnel.

Også for andre deler av tunnelen er innlekkasjekravet satt til 10 l/ min. pr. 100 m tunnel, men her er det akseptert å se en større lengde av tunnelen samlet.

Målsettinger lagt til grunn ved bygging

Under planleggingen og ved forberedelser før drivingen av tunnelen ble følgende målsettinger lagt til grunn:

- Hindre grunnvannsenkning i utsatte/ sensitive områder for derigjennom å unngå setningsskader på oven-/ omkringliggende bebyggelse
- Ha nødvendig beredskap for å oppdage og hindre grunnvannsenkning i utsatte områder
- Ha nødvendig beredskap for å oppdage og hindre utgang av injeksjonsmasse til omgivelsene
- Begrense midlertidige tiltak
- La midlertidige tiltak inngå i permanente løsninger når dette er tekn./ økonomisk fordelaktig
- Lavest mulig kostnad (investering) med minst mulig konsekvenser for framtid vedlikehold og drift
- Unngå bruk av kjemiske injeksjonsmidler så langt dette er mulig
- Unngå sprengnings- og rystelsesskader på bygninger mv.
- Erfaringsoverføring, jfr. FOU- prosjekt i regi av Vdr.

Tiltak for å kontrollere og ivareta grunnvannssituasjonen

Installering av poretrykksmålere (piezometre) og måling av grunnvannsnivå
Det ble etablert et opplegg for måling av grunnvannsnivå og poretrykk omkring 2 år før tunnelarbeidene startet. I de to løsmasseområdene er det til nå satt ned totalt 14 elektriske piezometere og boret 19 grunnvannsbrønner. Piezometerne er dels ført *til* fjell og dels ført *ned i* fjell. Avlesningshyppigheten har variert fra hver 14. dag, til hver uke og til daglig avlesning avhengig av situasjonen etter at arbeidene startet.

I ettertid ser man at det kunne vært nyttig med et lengre tidsrom når det gjelder målinger av grunnvannsnivået. Man ville da lettere kunne vurdere hvorvidt en eventuell grunnvanns-endring (her senkning) er naturlig eller har andre årsaker.

Infiltrasjonsbrønner
Før tunnelarbeidene startet ble det også boret 6 grunnvannsinfiltrasjonsbrønner i fjell i området mellom profil 1300 og 1550, som en beredskap i fall de utførte injeksjonsarbeidene ikke klarte å bevare poretrykksforholdene i overliggende løsmasser. Brønnene er plassert til siden for tunnelen og har lengder i fjell på fra 25 til 45 m. De ble orientert slik at de skulle gå gjennom antatte svakhets-/sprekkesoner i bergmassen.

Ved etableringen av brønnene ble det utført systematiske vanntapsmålinger under nedboringen. Boringen og etterfølgende testinger av brønnene ga svært nyttig informasjon om svakhetssoner, mektighet på sprekker/ slepper og tetthet i fjellmassen. Spesielt gjaldt dette de geologiske forholdene i dyprenna ved ca. profil 1450 hvor overdekningen er liten.

Brønnene er etablert med henblikk på at de kan inngå som et permanent tiltak dersom tettingen av tunnelen ikke blir tilstrekkelig og det oppstår grunnvannsenkning som følge av dette.

Tiltaket har pr. 30. september 1999 ikke vært benyttet. Ved utprøving av brønnene etter driving og injeksjon ble det fortsatt registrert god respons med både piezometere *i* fjell og piezometere ført *til* fjell.

Sonderhull/ vannlekkasjemålinger
Det blir utført vannlekkasjemålinger foran og bak stuff.

Foran stuff består opplegget i boring av sonderhull (lengde fra 14 - 23 m) varierende i antall fra 2 til 10 stk. Disse blir plassert i profilet ut fra en "kvalifisert" vurdering mhp. å finne vannkanaler og registrere lekkasjer *ut av* borhullet.

I tillegg blir det også utført vanntapsmålinger (såkalte Lugeonmålinger) hvor vann blir "presset" inn i bergmassen. Mengden vann som blir presset inn i bergmassen gir en punktmåling av bergmassens permeabilitet. Når vanntapsmålingen sammenholdes med registrerte utlekkasjer fra det samme sonderborhullet, vil man få avdekket eventuelle sprekker/ slepper som «pr. dato» ikke er vannførende.
Resultatene fra disse målingene vil normalt avgjøre hvorvidt man skal sette igang med forinjeksjon.

De målingene som imidlertid er avgjørende for hvilke tiltak som til slutt er aktuelle mht. tetting av tunnelen er innlekkasje pr. 100 m tunnel.

Injeksjon
Det er lagt opp til injeksjon som tettingsmetode av områder hvor innlekkasjene i tunnelen kommer over henholdsvis 3 og 10 l/ min. pr. 100 m tunnel.

Da faren for senkning av grunnvannet i området profil 1400 - 1550 (og dermed torvmyra) ble vurdert som overhengende og kunne føre til store konsekvenser mht. skadelige setninger på bygninger, ble det bestemt at det skulle gjennomføres systematisk forinjeksjon i dette området, uavhengig av målt innlekkasje fra sonderborhull.

Beslutningen om systematisk forinjeksjon i området profil 1400 - 1550 ble gjort ut fra en økonomisk betraktning, og til tross fra svært liten overdekning og dermed et vanskelig og omstendelig injeksjonsarbeid.

Mulighet for vanntett utstøping
For å ha en ekstra sikkerhet blir det fortløpende vurdert å ta ut ekstra i profilet, slik at det vil være plass for vanntett utstøping (Backup- prinsippet). Profilet mellom 1400 og 1550 ble derfor utsprengt med plass for vanntett utstøping til tross for omfattende injeksjon.

(I tillegg er det som normalt for slike prosjekt utført omfattende bygningsbesiktigelser, og det er videre installert en rekke bolter for setningsnivellement).

Drive- og tettingsmetodikk

Selve driftsopplegget er tradisjonelt med vanlig boring og sprengning. Av miljøhensyn er det beskrevet slurry som sprengstoff. Tennsystemet er nonel.

De mest vanlige utfordringene ved bygging av tunneler under tettbebyggelser er ofte forbundet med krav til vanntetting og begrensing av rystelser under sprengning. Driftsopplegget er derfor lagt opp med henblikk på dette, og slik at bl.a. injeksjon/ tetting av tunnelen for å holde grunnvannsnivået stabilt skulle ha prioritet foran inndrift mellom profil 1400 - 1550.

Utover kravet om å opprettholde grunnvannsnivået i de utsatte områdene og da spesielt mellom profil 1400 - 1550, er rystelsesproblematikken i dette området (mellom profil 1350 - 1550) en utfordring. Her er overdekningen liten og bygningsmassen i generelt dårligst forfatning/ fundamentert. I dette området ble det derfor beskrevet at salvelengdene skulle være på maks. 3,0 m. (Oppfølging i ettertid har vist at dette var nødvendig/ riktig).

Av driftsmessige årsaker måtte tunnelarbeidene starte i østre ende (fra profil 1610 og mot fallende profil). Hovedutfordringen da man startet var derfor å få til et rasjonelt og sikkert opplegg mht. injeksjon, da man gikk inn i det mest problematiske området nokså umiddelbart. Et spesielt viktig moment her var å ha kontroll på borhullene for injeksjonsskjermen, da kun mindre avvik i taket på tunnelen ("hengen") ville kunne åpne opp for direkte forbindelse til løsmassene over, jfr. fjelloverdekning ned mot 4 m. Man valgte derfor å starte med en kort injeksjonsskjerm på 14 m hvor "viftingen" i hengen ble satt til 2,0 m ut fra tunnelprofilet/ kransen. Fra vederlaget og ned samt under solen ble skjermen "viftet" ut til henholdsvis 6,0 og 4,0 m. Det ble bestemt å benytte en dobbel skjerm, men på en slik måte at en ny injeksjonsskjerm ble påbegynt for hver 6. meter (etter 2 salver).

Etter som bergarten fyllitt normalt er svært "tett" og avstanden til terrenget over liten, ble det valgt å prøve med en injeksjonsskjerm med relativt mange hull og med et moderat injeksjonstrykk (ca. 30 bar). Med mange hull ville muligheten for å treffe vannkanalene være større og injeksjonstrykket være tilstrekkelig for å oppnå ønsket resultat.

Etter noe prøving med en injeksjonskjerm på ca. 40 hull består nå skjermen av 62 hull, 49 av disse er 14 m lange og 13 er 8 m lange. Hullene er noenlunde jevnt fordelt langs periferien og i stuffen. Dette er gjort for at man skal kunne ha best mulig kvalitetskontroll i injeksjonsfasen. Injeksjonsopplegget er til enhver tid under vurdering.

Man har kommet til at microsement ville være best egnet som injeksjonsmateriale. Dette har sammenheng med fyllittens tette karakter og leirmassen i sleppene, samt de strenge tetthetskravene som er satt. Microsementen som til nå har blitt benyttet har vært svært finmalt (95 % < 12 m). I tillegg blir det også benyttet diverse tilsetningsstoffer som «smøring» og et spesielt hurtigherdende sementbasert stoff til plugging og som i tillegg påvirker herdeprosessen i microsementen.

For å få erfaring med hvordan sammenhengen mellom utlekkasjemålinger og vanntapsmålinger (Lugeon- målinger) var, ble sonderboring utført systematisk før hver

skjerm. Disse hullene blir plassert slik at de inngikk i selve injeksjonsskjermen. Etter sluttført injeksjon ble det boret kontrollhull, og disse plassert der man hadde problemer under injeksjonsarbeidet. I prinsippet skal kontrollhullene være praktisk talt tørre før de blir godkjent.

For å unngå og bore hull på injeksjonskjermen ble det brukt 2 m lange CT-bolter for nødvendig bergsikring i området profil 1400 - 1550.

I sålen tar man med hele grøftedybden for å unngå sprengning med pallmaskin senere som kan punktere vanntettingen.

Fiberarmert sprøytebetong brukes forøvrig både som arbeids- og permanentsikring. I de partiene hvor man har foretatt omfattende tettearbeider blir det etter behov lagt på sprøytebetong i en slik tykkelse at den også kan ta «nødvendig» vanntrykk. Tunnelen blir dermed å betrakte som ferdig vann- og frostsikret. Dette vil bli fulgt opp gjennom vinteren.

Resultater / erfaringer til nå

Grunnboringer/ grunnvannsmålere/ poretrykksmålere
Forut for anlegget ble det foretatt relativt omfattende grunnboringer til og i fjell for å kartlegge fjelloverflaten i den nevnte svakhetssonen med liten overdekning. Dette ga svært nyttig informasjon og førte til en 10 m forskyvning av tunneltraséen i dette området og sikret en «noe» bedre overdekning. Manglende plugging av borehullene førte imidlertid til at disse ble som kanaler for injeksjonsmassen. Dette førte til at injeksjonsmasse som ble presset ut i løsmassen lett fant veien opp i dagen. Samtidig ga dette oss tidlig indikasjon på at nå var injeksjonstrykket for høyt og at injeksjonen i de aktuelle injeksjonshullene måtte avsluttes.

Under injeksjonsarbeidet ga grunnvannsmålere og poretrykksmålere nærmest der hvor arbeidene pågikk «tilbakemelding» når injeksjonsmasse ble presset ut i løsmassen over tunnelen. Injeksjonsmassen som ble presset inn påvirket tydelig vannbalansen lokalt og førte til trykkoppbygging. Situasjonen ble normal igjen over 1 - 2 døgn.

Det er grunnvannsmålere som gir de mest sikre tilbakemeldingene om grunnvannssituasjonen under/ etter injeksjon. Av hensyn til overvåkingen vil imidlertid ofte de geologiske forholdene kreve at det må installeres poretrykksmålere da disse gir en mye hurtigere tilbakemelding.

Geologi
De geologiske forholdene er stort sett i samsvar med tidligere rapporter. Større slepper med leire og leire generelt er noe undervurdert. Dette har bl.a. økt vanskelighetsgraden for injeksjonsarbeidet og ført til mindre stabilitet i bergmassen. I området profil 1400 - 1550 hvor det er blitt injisert har mengden av leire vært størst i solen og avtatt oppover i profilet.

Sonderboring/ Utlekkasje- og vanntapsmåling
Som tidligere beskrevet blir det utført utlekkasjemålinger fra sonderborhull ut fra visse kriterier. Det har også tidvis blitt utført vanntapsmålinger (Lugeon- målinger) parallelt med utlekkasjemålingene, for på denne måten å få erfaring mht. «tolking» av resultater og vurdere nytten av målingene.

Erfaringene har vist at det er tildels dårlig sammenheng mellom utlekkasje fra sonderborhull og de utførte vanntapsmålingene. Bl.a. var det hull som ga store vanntap, men ingen registret utlekkasje.

Det synes som man bør ha et rimelig antall sonderborhull (5 - 10 stk.?) før man til en viss grad kan avgjøre hvorvidt utlekkasjemålingene skal utløse injeksjon. Dette fordi usikkerheten mht. «treffprosent» av vannkanaler er relativt stor, og det er den samlede lekkasjen inn i tunnelen som er avgjørende mht. grunnvannssituasjon og pumpesystemer. Man har her også forsøkt å øke «treffprosenten» ved å plassere sonderborhullene ut fra hvor tidligere lekkasjer er registrert, for på denne måten forsøke å «lete opp» lekkasjene.

Logging av boreresultater

For å dra nytte av sonderboringen utover dette å måle/ registre vannlekkasjer, ble det satt igang et forsøk med manuell føring av borsynk. Målet var å finne ut om det kunne være registrerbare sammenhenger mellom borsynk (les fjellkvalitet og slepper) og injeksjonsmasse i en skjerm. Det så en tid ut for at man kunne finne visse sammenhenger, men registreringene ble ikke gode nok til å kunne trekke klare konklusjoner.

Etter som beslutningen om forinjeksjon normalt må bli tatt på grunnlag av sonderboringer og måling av vannlekkasje (med de usikkerheter dette innebærer), vil det være et stort framskritt dersom man i tillegg kan få andre parametre som hjelper oss til å ta det rette valget. Dette vil hjelpe oss til å unngå kostbar etterinjeksjon og vanntett utstøping.

For tunnelprosjekter i framtiden hvor tetting av tunnelen er tema, bør man vurdere om det ikke er rett å benytte boreutstyr som automatisk registrer f.eks. borsynk, matetrykk, slagtrykk, rotasjonstrykk mv. dersom dette kan gi informasjon som er til hjelp når beslutningen om forinjeksjon må bli tatt.

Injeksjon

Det er foreløpig bare utført forinjeksjon i området profil 1400 - 1550, og da som systematisk injeksjon. Resultatet til nå har vært vellykket med innlekkasje i tunnelen på omkring 1,0 l/ min. pr. 100 m tunnel. Målingen er utført ved å støpe terskler og måle over en helg (lørdag/ søndag).

Under injeksjonsarbeidet har man kunne velge antatte optimale løsninger ut fra hva som er mest gunstig for prosjektet. Antall hull i injeksjonsskjermen, lengde på hull, valg av massetype, injeksjonstrykk mv. har vært styrt ut fra hva man så som optimalt. For å kunne «tolke» den informasjonen som resultatene fra de til nå relativt beskjedne injeksjons-arbeidene har gitt oss, har man valgt å ikke endre injeksjonskonseptet for mye. Ut fra dette har vi derfor i hele perioden benyttet ekstra finmalt microsement som injeksjonsmasse og noenlunde den samme utformingen av injeksjonsskjermen (14 m lengde og vifting henholdsvis 2 - 6 m), da det er denne delen av injeksjonskonseptet vi har vært mest sikre på.

Når det gjelder antall injeksjonshull har man som nevnt prøvd med opplegg fra ca. 40 hull til den nå benyttede skjermen på 62 hull, jfr. plan for injeksjonsskjerm - vedlegg 5.
Bakgrunnen for økningen i antall hull er erfaringene fra målinger av utlekkasje av vann etter injeksjon og den tettingseffekten man oppnådde når man fikk «kommunikasjon» mellom hullene. Spesielt var dette tilfelle i overgangen mellom vegg og sole hvor stikningen på

hullene gjorde at avstanden innover i fjellet økte svært mye. Her ble det plassert ekstra hull. Ved å presse masse fra hull til hull fikk man etablert en tett skjerm rundt hele profilet. Den dobble skjermen gjorde det mulig å øke slutt- trykket under injeksjonsarbeidet til 50 bar i hengen og opp til 70 bar i solen.

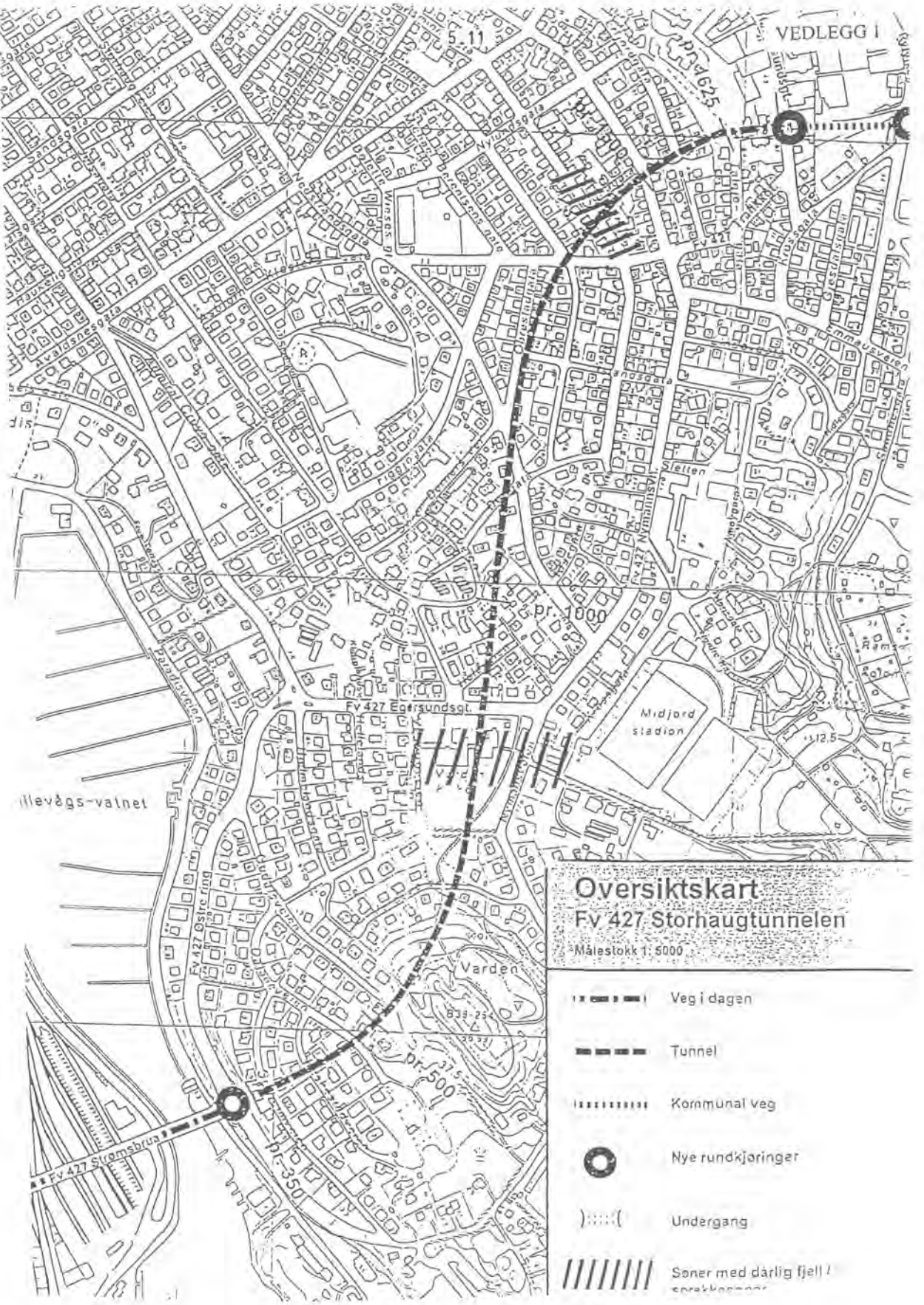
Etter som injeksjonsarbeidene har vært konsentrerte og hatt et annet fokus enn normalt, har arbeidet blitt utført svært omhyggelig og med stor grad av resultatbevissthet samtidig som det er blitt fulgt nøye opp. Dette har gjort at man underveis i prosessen til enhver tid har hatt følelsen av å kjenne resultatet, slik at arbeidet på en måte har blitt en "styrt" prosess i forhold til kvalitet og mål.

For å unngå at resultatet av det arbeidet som allerede var utført skulle bli ødelagt, har man også observert herdingen av injeksjonsmassen og tatt forholdsregler ut fra det. Herdetiden har nemlig vist seg å være opp mot 20 timer i spesielle situasjoner. Det er her viktig at man ikke ødelegger en vellykket injeksjon med neste salve!

Et sementbasert spesialprodukt har gjort det mulig å framskynde herdeprosessen i micro-sementen og "plugge" ferdig injiserte hull. Dette har vært nyttig under vanskelige forhold hvor man f.eks. har fått utgang av masse bak og i stuffen eller til omgivelsene over tunnelen. Fortsatt gjenstår å styre herdeprosessen på injeksjonsmassen under arbeidets gang, men dette bør bli en utfordring å få til.

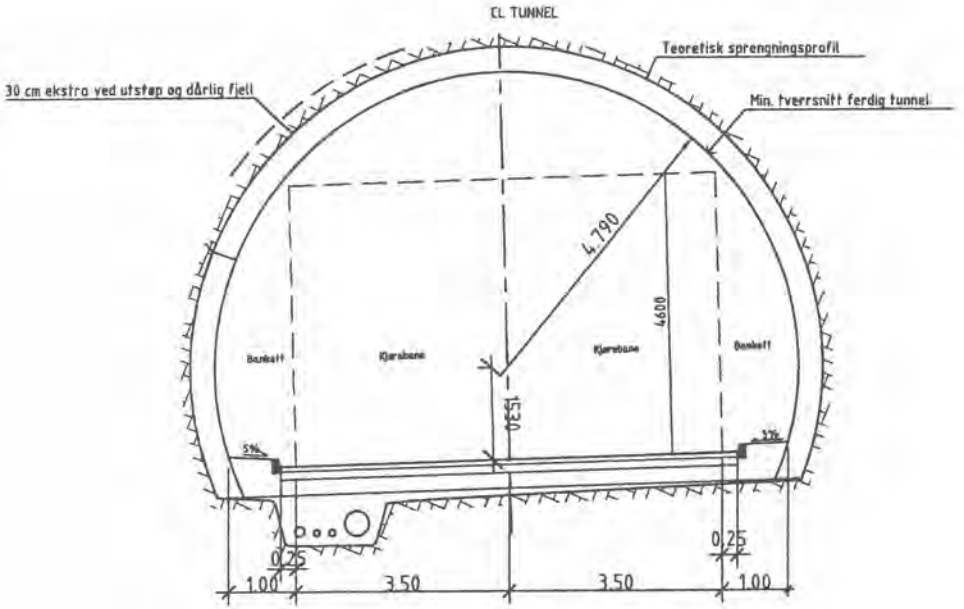
For at injeksjonsarbeidet skal bli mest mulig vellykket, er det flere forhold man bør ta hensyn til / rette oppmerksomhet mot ut fra den erfaringen dette arbeidet har gitt oss. Dette gjelder bl.a. følgende uten at rekkefølgen er prioritert:

- Prosjektet og de geologiske forholdene er unike (ikke «blåkopi» av tidligere arbeider)
- Anbuds-/ arbeidsbeskrivelse (kontraktsforholdet) må ha en utforming og prising som gjør at prosessen har fokus på resultat og kvalitet
- Det må avsettes tilstrekkelig tid til å gjennomføre arbeidet
- Man må tilstrebe å treffe vannkanalene gjennom tilstrekkelig med injeksjonshull
- Injeksjonsmassen må være tilpasset bergart og situasjon
- Injeksjonstrykket må være tilpasset situasjonen, men samtidig ikke for lavt
- Man må vise tålmodighet mens arbeidet pågår
- Det er nødvendig med erfaring fra tilsvarende arbeider
- De utførende må ha forståelse for helhetsløsningene
- De utførende må være kvalitetsbevisste
- Det er nødvendig med «tett» oppfølging mens arbeidet pågår
- Fokus må være rettet mot injeksjonsarbeidet (ikke meter inndrift i tunnelen)


Fv 427 Egersundsgt.
Fv 427 Nymannsveien
Fv 427 Østre ring
Fv 427 Strømsbrua
Midjord stadion
Varden
pr. 1000
pr. 500
pr. 350
Oversiktskart
Fv 427 Storhaugtunnelen
Målestokk 1: 5000
Veg i dagen
Tunnel
Kommunal veg
Nye rundkjøringer
Undergang
Soner med dårlig fjell i

TUNNEL TVERRSNITT T9

M=1:50

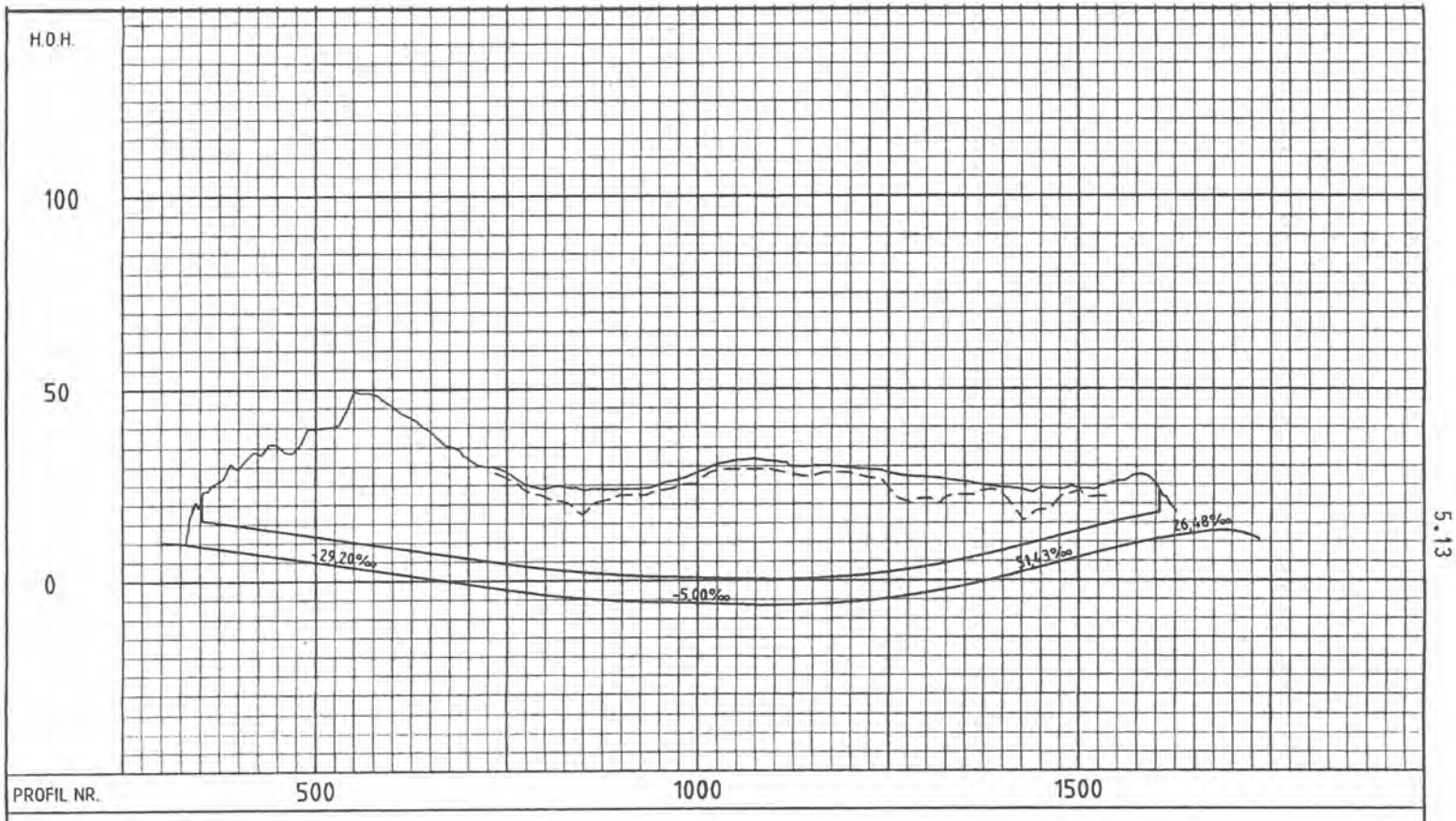


Fv 427 STORHAUGTUNNELEN

PLOTTET I HALV HALVSTOKK

5.12

VEDLEGG 2



VEDLEGG 3

Fv. 427 STORHAUGTUNNELEN

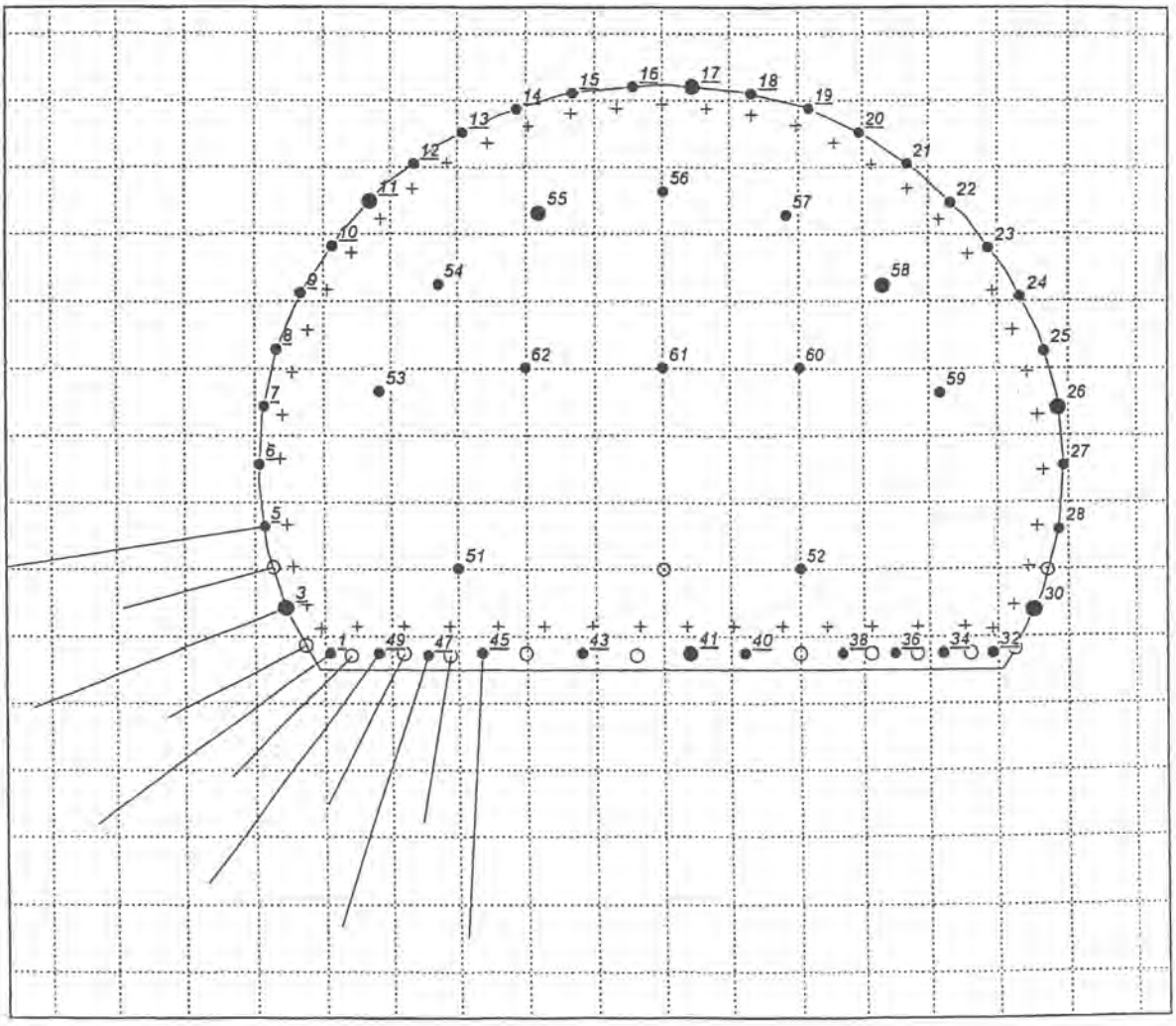
Lengdeprofil

M=1:5000/1:1000

VEDLEGG 4

ANTATT
TORVMYRE-
OMRÅDE
Erfjordgata
Nymarisveien
R=774,9
R=272,71
1644,59
1600
1500
1400
1300
PP2191
H=20,085

VEDLEGG 5



Fv. 427 Storhaugtunnelen

Plan for injeksjonsskjerm

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

GPS og GIS erfaringer fra gigantisk byggeprosjekt setter fokus på privatisering innen stat og kommune

Stikningsjef Trond Pettersen Valeur, Selmer ASA
Adm.dir. Stein Morten Lillestrøm, Gefo a.s

Bakgrunn

Selmer ASA har i de siste årene satt mye ressurser inn for å få stikning og oppmåling innen konsernet opp på et nivå hvor vi kunne ta i bruk ny teknologi. Vi har satset på å implementere nye teknikker og nytt utstyr til våre ingeniører. Vi har samtidig vært ytterst skeptisk til nye ting før vi selv har testet dette ut i praksis og vunnet våre egne erfaringer. Vi anser oss som relativt konservative sammenlignet med mye av det som skjer innen kart og oppmåling ellers i Norge.

Så også med «GPS - Global Positioning System». .....Helt til vi selv fikk muligheten til å satse på GPS. Etter det vil jeg påstå at stiknings- og oppmålingsfaget i Selmer ASA og i vårt datterselskap Gefo a.s har endret seg dramatisk.

Selmer ASA fikk i 1998 tilslag på den største anleggskontakt bygget på land i Norge noensinne, Europipe/Aasgard gassrørledningen, med en kontraktssum på 810 millioner. Det er på bakgrunn av erfaringer fra dette prosjektet, som er meget avhengig av effektiv stikning og oppmåling at vi i dag mener at vi har mye å tilføre stat og kommune Norge innen kart og oppmåling.

Anleggsprosjektet

Selmer ASA bygger sammen med sine utenlandske samarbeidspartnere en gassrørledning fra Karmøy i vest, inn til Kårstø og ut igjen til Vestre Bokn. Total lengde på ledningen er 34 kilometer. Ledningen går hovedsakelig over land 25,5 km, men det er også 4 fjordkrysninger over 4 km med dybder ned til 80 meter.

Over land graves det opp en 30 meter bred trasé som består av en anleggsvei, oppstillingstrasé for mekaniske leggefartøy og selve rørgrøften. Grøften har en gjennomsnittdybde på ca 4.0 meter og en bredde på ca 2 meter. I grøften legges det en stålrørledning med innvendig diameter på 1.0 meter og en gods-tykkelse på 29-54 mm. Stålrørene veier ca 1 tonn pr. meter. Rørene leveres i lengder på ca 12-18 meter og vi sørger selv for å bøye dem i riktig radius og transporterer dem ut i traseén og sveiser dem sammen. Vi bøyer rørene i en egen bøyemaskin som knekker rørene ved å «tygge» seg gjennom dem. Den bøyer rørene etter innstillinger som settes på maskinen etter data fra Microstation Inroads, som vi benytter til prosjektering av rørledningens geometri.

Vi er ansvarlige for gassrørledningens endelige geometri i vertikalplanet. Vi har kun et krav til en minimum overdekning over gassrøret, men velger ofte å gå vesentlig dypere i det kuperte terrenget for å slippe å bøye stålrørene for ofte. Vi har enkelte grøftedybder på over 10 meter og vi må bøye ca annenhvert rør i bøyemaskinen.

Byggetiden på prosjektet er satt til ca 2 år, men grøften skal være ferdig etablert i løpet av 1 år og stålrøret skal være lagt i grøften 1,5 år etter oppstart. Dette krever at vi etablerer 150 meter grøft/vei og legger 175 meter stålrør pr. dag.

På prosjektet vil vi det på topp produksjon være en bemanning på ca 400 mann, og maskinparken vil telle rundt 70 gravemaskiner, 10 borerigger, 60 lastebiler, 20 mekaniske leggefartøy, 20 sveisefartøy og 10 sjøfartøy. Vi vil på prosjektet være ca 120 ingeniører for å løse denne oppgaven.

Krav til dokumentasjon

Statoil, som er byggherre har beskrevet en meget omfattende dokumentasjon for prosjektet. Vi skal før vi starter å grave registrere situasjonen slik den er før oppstart. D.v.s at vi skal måle inn samtlige situasjoner som finnes i den 37 kilometer lange traseen. Dette innebærer at vi må måle inn alle steingjerder, veier, bygninger, stier, master, e.t.c... e.t.c. Alle situasjoner skal måles inn og vi skal vise hvordan det så ut før vi startet slik at alt kan gjenskapes.

I tillegg skal vi til enhver tid ha oversikt over hvor hver enkelt del av rørledningen befinner seg under byggefasen og etter ferdig overlevert anlegg. Dette krever at vi vet hvor alle rør befinner seg til enhver tid, fra vi får dem levert på Karmøy til de er lagt i grøften. Alle sveiser på gassrørledningen skal koordinatbestemmes med x, y, og z og alle konstruksjoner som vi etablerer skal koordinatbestemmes.

Også for sjøkrysningene er det strenge krav til dokumentasjon. Før oppstart skal sjøbunn måles inn med stor nøyaktighet, vi skal følge gassrørledningens posisjon under legging, vi skal måle den inn etter legging og vi skal måle inn nedfyllt ledning. Vi skal her operere med en nøyaktighet på 10 cm på 40 meters dyp.

GPS - Globalt Posisjons System

Med de store kravene til fremdrift og dokumentasjon, fant vi raskt ut at vi måtte tenke nytt. Vi så fort at vi ikke hadde mulighet til å klare dette ved på satse på å benytte totalstasjoner og tradisjonell landmåling. Vi måtte satse på GPS for i hele tatt å klare oppgaven med den ingeniørstaben som vi hadde tilgjengelig.

Vi gjorde derfor en avtale med Leica, som skaffet oss det utstyret som vi trengte. Vi erfarte raskt at det ikke var utført tilsvarende GPS-prosjekt i Norge. Det fantes ingen som hadde vært med på å etablere et GPS-system innenfor de kravene til nøyaktighet som vi måtte ha og med det behovet for tilgjengelighet 24 timer i døgnet. Vi måtte gjøre det meste selv. Leica hjalp oss med å skaffe utstyr og til selve transformasjonsberegningene over det store geografiske området.

Vi etablerte et GPS-nett som dekker et området på over 700 kvadrat kilometer og vi operere med en nøyaktighet på under 10 millimeter. Vi gjorde tester under etableringen for å finne områder hvor det var dårlig kontakt mot satelittene, men vi hadde svært få problemer med dette.

Nettet består av 4 hovedbasestasjoner og vi har 2 ekstra basestasjoner for å avhjelpe i noen vanskelige områder. På anlegget opererer vi 4 sjøfartøy med GPS og det er 10 bærbare GPS-utrustninger (Rovere) i bruk samtidig ute i traseen. Vi har totalt 12 Leica MC1000 og 10 Leica SR9500 (Rovere) i bruk samtidig.
Vi arbeider effektivt i hele området til enhver tid innenfor de nevnte nøyaktigheter.

Basestasjonene er plassert på fjelltopper i området og vi måtte derfor sette opp egne strømkilder for å sikre oss nok strøm på stasjonene. Vi har satt opp vindgeneratorer og solcellepaneler som sikrer oss strøm slik at vi alltid har operative basestasjoner. Dette har faktisk vært det som har voldt oss mest bry, da stasjonene trekker ganske mye strøm.

GIS - Geografisk Informasjon System

Selmer har alltid arbeidet med GIS verktøy etter at det kom på markedet. Vi har benyttet VG-systemene på flere av våre større anlegg og trengte bare små justeringer for denne utfordringen. Vi hadde ingeniører som hadde arbeidet med slike systemer tidligere og utvidet bare med VG-Databaseadministrator.

Vi beregner alt som måles i VGKART og styrer alt ved hjelp av VGINNSYN. Samtlige ingeniører på prosjektet har tilgang til VGINNSYN og all geografisk informasjon som stikningsingeniørene samler i databasen. Vi har også koblet dette med GAB systemene i områdene, slik at vi alltid har oversikt over hvilke grunneiere vi må kontakte for å planlegge at grøftetraseen skal krysse deres eiendommer.

Sammen med Norkart bygget vi opp en fornuftig databaseinndeling, hvor vi sørget for en mest mulig effektiv og lettfattelig basestruktur. Så lenge vi hadde etablert GPS systemet var det uendelig mye enklere å samle inn data. Derfor ble selvfølgelig datamengden desto større og kravene til dokumentasjonsprogram større. VG-systemene har ingen problemer med dette.

Samtlige datamaskiner på prosjektet er satt opp med VGINNSYN, slik at alle ingeniører på anlegget kan følge med på hva som skjer ute i produksjonen til enhver tid. Vi oppdaterer databasen daglig med all informasjon fra produksjonen. Vi har i tillegg linket Statoil inn på vårt datanett slik at byggeledelsen kan følge med digitalt.

Prosjektering

På anlegget utfører vi også selv all prosjektering av ledningens beliggenhet. Vi har oppgitt knekkpunkter fra byggherren som ledningen skal gå gjennom og det er oppgitt en minimum overdekning over ledningen. Vi prosjekterer ledningen i Microstation og bygger opp ledningens geometri slik at vi kan bøye alle rørene med den ønskede radius. Vi produserer egne tegninger og laster ned geometriprosjektene på anleggets server.

Alle stikningsingeniørene laster selv ned siste versjon av ledningens geometri fra nettet og legger den ut på PCMCIA kortet på GPS utstyret. Det motsatte utføres når vi måler inn situasjonen ute hvor alle data kodes etter utvidede Sosi- tabeller. Alle stikningsingeniørene arbeider på egne arbeidsbaser før de sender dataene til dem som legger det endelig inn på nettet.

Utstikning

Hver enkelt stikningsingeniør har alle geometriske opplysninger om sin del av anlegget på GPS utstyret sitt. Han henter selv dette ned fra anleggets server hver morgen, før han reiser ut i felten. Han kan til enhver tid sette ut alt som produksjonen trenger for å produsere riktig. Han benytter overhodet ikke totalstasjon i sitt arbeid. Alt settes ut med GPS og måles inn med GPS. Vi mener at selve målejobben er effektivisert med ca 50 %, men han tjener enda mer tid på opprigging og nedrigging. Han bruker bare kort tid på initialisering før han er operativ på stedet.

Vi har noen små problemer med satellittdekning på enkelte tider av døgnet, men dette vet vi om og klarer fint å planlegge det slik at vi kommer oss gjennom disse periodene. I enkelte områder har vi noen problemer med radiodekningen fra basestasjonene, men dette ser det ut til at vi løser med radioforsterkere.

Innmålinger

Alle situasjoner som måles inn ute i felten kodes etter Selmer's utvidede Sosi temakodetabell, som er bygget opp på anlegget. Foruten å måle inn situasjonen før oppstart av anlegget måler vi også inn situasjoner under byggingen. Vi profilerer avdekket fjell for masseoppgjøret med byggherren. Vi måler inn alle drensledninger, vannledninger, kummer m.m som vi graver opp under arbeidet. Vi profilerer dybden i alle myrer som vi krysser. Vi registrerer ukentlig hvor langt vi er kommet med grøften og stålrørsledningen, og rapporterer dette digitalt til byggherren. Vi måler endelig posisjon på grøftebunn og stålrørsledning etterhvert som vi produserer. Og vi måler inn alle detaljer som vi produserer på anlegget. Dette kan være alt fra små ventiler til større konstruksjoner.

Vi tar veldig mye digitale bilder og filmer med digital video for å dokumentere situasjoner som vi kommer borti under produksjonen. Alt dette kobles mot koordinater og kan vises i VGINNSYN.

Når vi skal starte med å sette terrenget tilbake i den stand det opprinnelig hadde, vil vi hente alle disse dataene frem fra databasen og benytte dem.

Den endelige sluttdokumentasjonen vil bli transformert fra databasen til de dataformater som vi skal overlevere på.

Krav til anleggets stikningsingeniører

Det settes spesielle krav til de stikningsingeniører som skal være med på et slikt anlegg. Det trengs opplæring på bruk av GPS-utstyret og for å kunne arbeide mot VG-SYSTEMENE. Det er meget viktig at alle følger de rutiner og prosedyrer som er pålagt dem. Prosjektets fremdrift er helt avhengig av at stikningsingeniørene alltid ligger foran produksjonen, og at de samler inn all den dokumentasjonen som det er stilt krav til.

På hele rørledningstraseén er det mye kupert terreng. Dette medfører at hvert andre stålrør må bøyes. Dette fører til en meget vanskelig geometri både vertikalt og horisontalt.

Det er veldig mye merker som må settes ute i produksjonen for at de skal kunne grave grøften på rett sted. Så lenge vi har GPS har vi mulighet til å være i forkant av produksjonen selv om vi bare har 15 stikningsingeniører som er ute i produksjonen.

Hva har så dette med privatisering innen stat og kommune å gjøre ?

Mange vil kanskje spørre seg om hva dette har med privatisering innen stat og kommune å gjøre, og mene at det er langt mellom entreprenørvirksomhet og den statlige og kommunale kart og oppmålingsvirksomheten. Vi mener at her er det klare paralleller.

Selmer ASA og Gefo a.s
I Selmerkonsernet er det i dag ca 100 personer som driver med stikning og oppmåling. Av disse personene er ca 30 ansatt i Gefo a.s, Selmer ASA sitt heleide oppmålingsfirma.

Gefo a.s har en sentral rolle i Selmers ASA sin oppmålingsvirksomhet og har et spesielt ansvar for GPS og GIS i konsernet, så også på gassrørsprosjektet på Vestlandet. Vi samler all kompetanse på GPS,GIS og terrengmodell i Gefo a.s , og har satt oss som mål at vi vil satse mot det statlige og kommunale markedet.

Paralleller
På rørledningsprosjektet ser vi klare paralleller med kommunal virksomhet. Vi arbeider mye på samme måte hvor vi er en serviceenhet for det som skjer i vårt geografiske område. Vi har ansvaret for å ha oversikt over dette området og registrere de forandringer som skjer. Vi skal samtidig sørge for at nye konstruksjoner som bygninger, tomter, ledninger m.m. kommer på rett plass og at vi vet hvor vi har plassert det. Vi skal også ha oversikt over alle de parter som blir berørt av eventuelle endringer og varsle dem om dette.

Erfaringer
Vi har etablert et enormt GPS system og fått det til å fungere utmerket. Vi har mange ingeniører som har vært med på denne etableringen og som raskt kan utføre dette igjen. Vi har mye utstyr som vi kan utnytte effektivt over store geografiske områder. Vi benytter flere ulike transformasjonssett for de ulike geografiske områder og dette fungerer meget bra.

Vi har også lang erfaring med bruk av kartsystemer og gjennom vår bruk av VGINNSYN jobber vi mye på samme måte som det er lagt opp i stat og kommune. Vi vil derfor enkelt måle og rapportere mot allerede eksisterende kartsystemer i disse etatene.

Privatisering

Gefo ønsker å utføre tjenester for stat og kommunene over hele landet. Vi mener at dette kan være et meget godt supplement til de oppmålingstjenestene som vi finner rundt i landet i dag.

- Ingeniørene i Gefo har allsidig bakgrunn fra stikning, entreprenørvirksomhet og landmåling og er vel kjent med GPS og GIS. Vi har et allsidig miljø hvor man alltid har et krav på seg til å være effektiv og tenke rasjonelt.
- Vi har erfaring fra effektive GPS systemer som kan øke effektiviten og rekkevidden for alle målinger i stat og kommuner.
- Gefo disponerer en av landets største instrumentparker med det mest moderne både innen GPS og tradisjonelle landmålingsinstrumenter.
- Utviklingen på utstyrsiden er stor og krever tunge investeringer i utstyr som raskt blir gammeldags. Gefo a.s vil alltid ha topp moderne og effektivt oppmålingsutstyr tilgjengelig da Selmer konsern og entreprenørvirksomheten setter høye krav til effektivitet i produksjonen og krever en moderne instrumentpark.
- Det er et stort potensiale i det statlige og kommunale markedet til å effektivisere landmålingstjenesten ved å benytte private aktører som har tilgang til utstyr og kompetanse.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

PUBLIKUMSHALLER I FJELL GJENNOM 25 ÅR

Fra Oddahallen til Gjøvik Olympiske fjellhall

Siv.ing. Jan A. Rygh

Forord

I perioden 1969 til 1994 ble det planlagt og bygget en rekke ukonvensjonelle fjellanlegg i Norge. Først og fremst gjaldt dette idretts- og svømmehaller, men også skytebaner, tennishaller og rene badeanlegg. Mange av disse anleggene har vakt internasjonal oppmerksomhet og også i stor grad bidratt til å sette fokus på at fjellanlegg kan være et meget godt alternativ i forhold til tilsvarende dagbygg.
Denne rike perioden for norsk fjellteknologi synes nå å ha tatt slutt.
I det følgende er satt fokus på de faktorer som kom til å bestemme denne utviklingen.
"Pioneranleggene" er behandlet nokså detaljert, mens for anlegg som ble en gjentagelse er det kun nevnt hovedpunkter med vekt på hva som har vært spesielt med dem.
En rapport med uttalelser (1999) fra dagens brukere er til slutt nevnt i et sammendrag.

Den viktigste faktor. Tilfluktsrom.

Den siste verdenskrig påførte sivilbefolkningen i mange land enorme lidelser, spesielt i de store byene som ble utsatt for massive bombeangrep.
Med atombomben ble det innført en ny dimensjon i ødeleggelsesteknikken. To japanske byer ble prøvekluter, Hiroshima og Nagasaki. Disse relativt store byene ble nærmeste jevnet med jorden i krigens sluttfase i 1945 (6. og 9.aug .1945).

Krigen i Joguslavia i år (1999) viser, at på tross av såkalt "kirurgiske" angrep, rammes sivilbefolkningen fortsatt hardt.

For å spare sivilbefolkningen i en eventuell fremtidig krig besluttet flere nasjoner seg for å bygge permanente tilfluktsrom. Foregangsland her ble etter hvert Sverige, Finland, Sveits og Norge.
I Norge var dette Sivilforsvarets ansvar som gjennom lovbestemmelser og forskrifter påla private byggherrer å inkludere tilfluktsrom i sine bygg, såkalte private tilfluktsrom. Kommunene ble i tillegg pålagt å bygge såkalt offentlige tilfluktsrom for 20 % av befolkningen i byer av en viss størrelse. For disse anleggene ble det gitt en statsstøtte etter bestemte detaljerte regler begrenset oppad til 2/3 av de totale kostnader for rommene.
Selv med en slik støtte, var bygging av offentlige tilfluktsrom ikke populært.
Fram til midten av 60-årene ble det bygget en god del fjellanlegg. Disse var ofte tidligere tyske krigsanlegg. Den tekniske standarden var lav, bl.a. med trekonstruksjoner, dårlige ventilasjons- og elektriske anlegg. Etter relativt kort tid, degraderte disse p.g.a. vann og fuktighet.

Ideen om også å utnytte disse fjellrommene til en eller annen form for fredsutnyttelse ble også født i denne tiden. Et godt eksempel her ble Bjørneparken ungdomsklubb på Kongsberg.

Bjørneparken offentlige tilfluktsrom i fjell (ca 1970) var et av de første gode eksempler på at fjellanlegg kunne egne seg også for fredsanvendelse

Når den internasjonale spenning økte, økte også bevilgninger til offentlige tilfluktsrom. Byggingen gikk imidlertid tregt og det hopet seg etter hvert opp midler på statsbudsjettet som sto ubrukt..

Oddahallen. Fra ide til suksess (1969-72) Odda kommune

Med Oddahallen skjedde det en endring. Her ble ideen født: *"Å bygge en idrettshall i fjell med internasjonale krav til håndballspill kombinert som offentlig tilfluktsrom".*

Det var kommuneingeniøren på Odda den gangen, siv.ing. Arne Kjos som var idemaker og pådriver. Ideen var først og fremst hentet fra kraftstasjonshallen på Tysse II som lå nær Odda. Dette var et meget vakkert anlegg med spennvidde på over 20 meter.
Politisk var ideen lett å selge. Odda trengte en idrettshall, og beliggenheten ga seg selv: Ved Odda Stadion, i nordenden av Sandvevatnet. På vestsiden av stadion reiste Folgefonnsmassivet i gneis/granitt seg nesten loddrett til værs. Påhugget gav seg selv.

Odda
Her er det fjell nok og få problemer med påhuggsted.

Finansieringen ble enkel med støtte fra Staten ved både Sivilforsvaret og Statens Ungdoms- og Idrettskontor (STUI) med tippemidler. Av en totalkostnad i 1972 på ca kr 8.0 mill, dekket støtten 3.3 mill kr slik at kommunens andel ble kun ca 4.7 mill kr.
STUIs inntreden på arenaen var meget heldig. Deres krav til kvalitet, klima, belysning m.v. løftet tilfluktsrommet fra en primitiv fjellhule for overlevelse til et førsteklasses bruksanlegg. Sivilforsvarskrav og STUI-krav ble etter hvert en ideell kombinasjon.

Planleggingen av Oddahallen var ferdig i 1969, sprengningsarbeidene startet våren 1970, og det ble utsprengt i alt 25.194 m3 fast fjell. Anlegget sto ferdig våren 1972. Foruten hallen på 25x50m. inkluderte anlegget en skyte og løpebane (120m.), dusj/garderobeavd., og en kommandoplass for Sivilforsvaret.

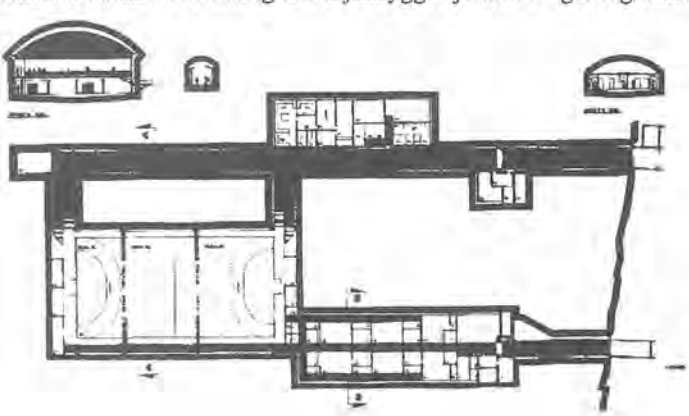
Fjellet besto av gneis/granitt og sprengnings- og sikringsarbeidene fulgte tradisjonelle metoder.

Hvelvet i hallen ble meget solid utført fordi anlegget også skulle være tilfluktsrom, med de belastninger dette medførte i hht Sivilforsvarets forskrifter.
For hver 5.meter ble det støpt kraftige betongbuer i kontakt med fjellet. Buene var formet som en omvendt T. Mellom buene ble det lagt prefabrikerte betongplater som tålte ras av 1 m^3 stein med 1.meters fallhøyde. Denne konstruksjonsmetoden gikk senere igjen på flere anlegg.

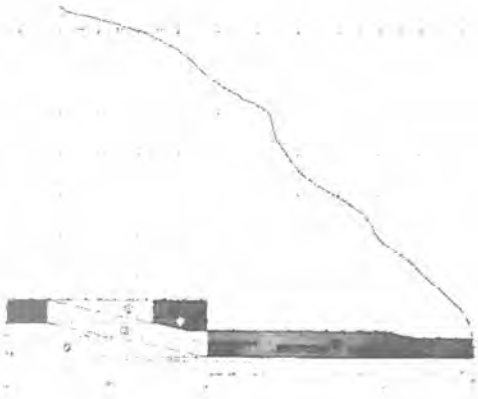
Det viste seg etter hvert at konstruksjonen var unødvendig kraftig og fremfor alt kostbar. Den ble derfor senere, avløst av fiberarmert sprøytebetong og boltesikring. For vanndrypp fra hvelvet ble det i tillegg laget et enkelt platehvelv av korrugert stål , plastduk og lignende. Vannet ble samlet opp i takrenner og ført i nedløpsrør til et lukket drenssystem

Fjellet i Odda var meget tørt slik at veggene stort sett ble stående ubehandlet. De fleste anlegg som senere ble bygget lå grunnere og hadde større vanninnsig. Her ble veggene i hallene oftest behandlet med drenert sprøytebetong. Dusj- og garderobeavdelingene var rene betongbygg.

Et spørsmål som reiste seg var om fjellet i storhallen, som hadde en spennvidde på 25 m, ville sette seg. For å undersøke dette, ble det støpt inn trykkceller som ble avlest med jevne mellomrom. En dag på ettersommeren i 1971 kom plutselig en alarmerende melding om plutselig og kraftig trykkstigning. "Nå kommer fjellet", lød meldingen. Heldigvis stabiliserte trykket seg og forklaringen var enkel: Man hadde startet oppvarming med ventilasjonsanlegget med det resultat at buene bokstavelig talt skjøt rygg. Fjellet beveget seg ikke.



Oddahallen .Plan og snitt



Oddahallen.
Sprengningsplan

Prefabrikerte bueelementer i skyte og løpebanen

De prefabrikkerte elementer på plass

Selve fjellarbeidene var i høy grad en gjennomprøvet teknologi og sprengnings- og sikringsarbeidene forløp uten større vanskeligheter Å lage fjellhulen bød derfor ikke på problemer. Å transformere fjellhulen om til et idrettsanlegg i fjell krevde spesiell omtanke, spesielt når det gjaldt miljø og klima.
Også når det gjaldt ventilasjon eller klimatisering representerte derfor Oddahallen starten på en ny utvikling: Offentlig tilfluktsrom kombinert med idrettshall.

Fjellforholdene i Odda var spesielt gunstige, ventilasjonsmessig sett. Godt fjell med enorm overdekning ga minimal vannlekkasje.

Ventilasjonsanlegget ble dimensjonert etter Sivilforsvarets krav: Offentlig tilfluktsrom godkjent for 1000 personer. Dette var relatert til tilfluktsromsbehovet i Odda og ikke etter arealet på anlegget.

Ventilasjonsanlegget var teknisk sett et enkelt anlegg og takket være det tørre fjellet var det mulig å operere med små friskluftmengder og likevel ivareta de klimatiske forhold.
Over tid viste det seg at anlegget ble plaget med fuktighet. En renovering av ventilasjonsanlegget med installering av avfuktning i 1998 har gjort hallen som ny igjen, rapporterer brukeren.
Over tid akkumuleres varme i fjellet slik at transmisjonen blir stadig mindre. Dette gir lave driftskostnader til oppvarming. Fra Oddahallen rapporteres en besparelse på 50% relatert til en tilsvarende hall i det fri.(1999)

Oddahallen ble en suksess og dannet skole for et 10-talls anlegg som fulgte i årene som kom.

Veien videre
Med Oddahallen hadde man et ferdig anlegg å vise til. Med støtten fra Sivilforsvaret og fra STUI var ca 50 % av finansieringen ordnet for kommunene, og sist men ikke minst, de krav man fra offentlige myndigheter stillet, garanterte for et godt sluttprodukt.
Oddahallen initierte et gjennombrudd og innsalget av slike anlegg ble etter hvert lett og det ble en travel tid i de neste 10 år.

Gjøvik Svømmehall (1975) Gjøvik kommune.
Det neste anlegget som vakte betydelig oppmerksomhet, var svømmehallen i fjell på Gjøvik. Historien var den samme som i Odda.
Det var den gang kommuneingeniøren på Gjøvik, Helge Simenstad som var idemaker og pådriver.
Kommunen hadde behov for en svømmehall. Forholdene lå godt til rette for å plassere denne i Røverdalen som lå i enden av Storgata nær Gjøvik sentrum. Fra før lå det et eldre fjellanlegg her utbygget som offentlig tilfluktsrom i 50-årene. I 1970 bygget Televerket ut et større fjellanlegg i Røverdalen samtidig som Sivilforsvaret laget planer for å restaurere sin kommandoplass. Kommunen valgte da å bygge sin nye svømmehall i fjell i Røverdalen.
Spennet i hallen var 20 m og det var interessant å lese de gamle geologirapportene fra femtiårene som ikke anbefalte spennvidder over 6 til 8 meter. Svømmehallen ble jo senere innlemmet i Gjøvik Olympiske Fjellhall som fikk en spennvidde på hele 61 m (1993). Her kan man snakke om et meget stort sprang i utviklingen.

Flyfoto av Røverdalen i enden av Storgaten, Gjøvik sentrum(1975)

Plasseringen av de tre fjellanleggene inne i fjellet.

Til venstre Televerkets fjellanlegg, i midten inngangen til svømmehallen og til høyre Sivilforsvarets kommandoplass

Gjøvik Olympiske Fjellhall kom senere med adkomst helt til høyre i billedet.

Selve utformingen av svømmehallen ble styrt av de allerede utsprengte fjellhulene fra 50-årene. Mange av konstruksjonsmetodene og løsninger fra Oddahallen ble brukt. Fjellet var gneis/granitt og sprengnings- og sikringsarbeidene ble gjennomført uten spesielle vanskeligheter.(17.000 m3)

Billedserien illustrerer fremgangsmåter og resultater.

"Svømmehallen" i 1973

Gjøvik svømmehall i fjell, 1975

Gjøvik svømmehall ble tildelt Eurostructpress utmerkelse i 1980

En svømmehall i fjell krevde også stor omtanke når det galdt klimatiseringen.
Gjøvik svømmehall representerte i så måte det neste trinn i utviklingen. Her måtte det til et langt mer avansert ventilasjonsanlegg som skulle ta vare på klimaet i en svømmehall med stor avdamping fra svømmebassenget, og i tillegg tilfredsstille kravene til et offentlig tilfluktsrom (1750 pers.)
Det store problemet for en konvensjonell svømmehall er faren for kondensdannelse i bygningskonstruksjonen og gradvis nedbryting av denne. Dette reduserer byggets levetid samtidig som energiomkostningene gradvis blir høyere. I fjellanlegg eksisterer ikke disse

problemene, og en står fritt for å velge den mest gunstige temperatur og fuktighet i hallen, uavhengig av ytre klimatiske forhold
På Gjøvik det er installert fem separate systemer:
1. Friskluftinntak for filterventilasjon
2. Friskluftinntak for normal- og
3. fredsventilasjon
4. Separate system for hhv svømmehall og
5. garderobe/trim rom

Med standard avfuktningssystem og varmegjenvinningssystem installert, er dimensjonerende effektbehov langt lavere enn for en konvensjonell hall.(ca 50%). Takket være varme-akkumulering i fjellet unngåes de stor variasjonene i effektbehov over døgnet og året , noe som er svært gunstig med elektrisitet som energikilde
Årlig energiforbruk er for Gjøvik svømmehall i fjell i 1999 rapportert å være 50% lavere enn for en tilsvarende hall i dagen.

Gjøvik svømmehall initierte en rekke studier for klimatisering av fjellanlegg.(siv.ing Magne Dørum m.fl.). De krav som sluttbruken av anlegget stiller er en avgjørende faktor.

Ventilasjonsanlegget skal ofte dekke flere formål:
- Oppvarming
- Fuktighetskontroll
- Hygienisk luftskifte
- Ventilasjon av rømningsveier i tilfelle av brann

I motsetning til et anlegg i dagen foreligger det ingen klare parametre for dimensjonering av ventilasjonsanlegget før anlegget er utsprengt og en har oversikt over fjellets beskaffenhet , vannstrømning i fjellet , lekkasjer, anvendte tetningsmetoder etc. Vannstrømningene er svært avhengig av årstid og nedbørsmengder, og en kan risikere å få ubehagelig overraskelser senere. Det er umulig å dimensjonere et ventilasjonsanlegg som kan klare å fjerne fuktighet som damper fra store frie fjellflater. Dette vil i så fall gi store installasjonskostnader og energikostnader. Hvor en krever et kontrollert klima, må en normalt regne med fullstendig kontroll med vannet enten med en komplett innbygging (betonghus, "telt av plastduk" og lignende) og /eller en gjennomført tetting av alle eksponerte fjellflater, eksempelvis med drenert sprøytebetong.
Stor vannsirkulasjon i fjellet vil dessuten transportere varme vekk fra anlegget og i høy grad påvirke varmebehovet.
I knapt to anlegg vil parameterne være de samme selv om forutsetninger og formål ellers er de samme. Det er derfor av avgjørende betydning at man skaffer seg full oversikt over disse problemene før endelig dimensjonering av klimaanlegget gjøres.

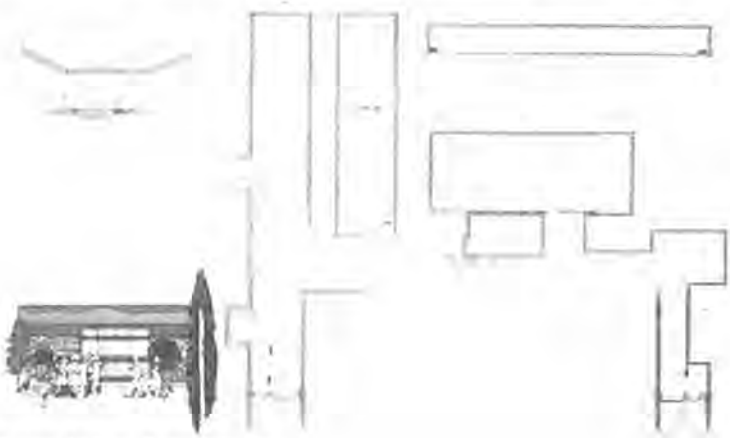
Kombinasjonen svømmehall og fjellanlegg har vist seg å være vellykket. Dette bekreftes bla av tilbakemelding fra brukeren (Gjøvik 1999) som sier seg meget tilfreds.

Flere anlegg følger
I perioden 1975 til 1994 ble det bygget flere anlegg basert på erfaringene fra Oddahallen og Gjøvik svømmehall (samme konsulenter), men også anlegg hvor de tekniske løsningene differensierte noe.
De ble alle høyverdige tekniske og bruksmessige anlegg, av årsaker som er nevnt.

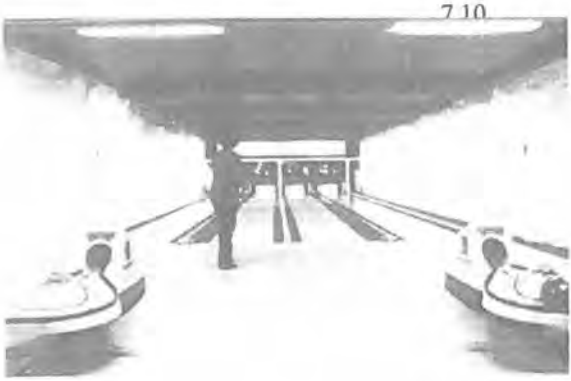
En tilleggsfordel var at de uttatte steinmasser oftest fikk en bra anvendelse til forskjellige aktverdige formål.

I det følgende er disse anleggene nevnt i kronologisk rekkefølge. Hvor de skiller seg vesentlig ut fra standardløsningen eller har interessante tilleggsfunksjoner, er dette angitt ved tekst og bilder.

Vassøyholtet aktivitetssenter (1979) Skedsmo kommune
Dette er et mindre anlegg i Skedsmo kommune som stor ferdig i 1979. Det har et totalt volum på 5.500 m^3. Bergarten var granitt.
Anlegget lå midt i tettbebyggelsen i en kolle med bare 6 meter fjelloverdekning under villabebyggelse. Dette innebar selvsagt spesiell årvåkenhet når det gjaldt sprengnings- og sikringsarbeidene.
Det inneholder en gymnastikksal samt en bowling- og en skytebane samt en mindre kafeteria.



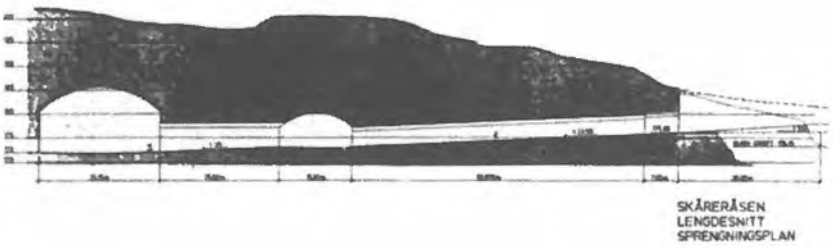
Vassøyholtet. Plan og snitt.



Vassøyholtet
Bowling og skytebane i fjell

Skårerhallen: Idrettshall og svømmebasseng (1980). Lørenskog kommune

Anlegget ligger i Lørenskog kommune i Skåreråsen med to skoler som nærmeste naboer.
Anleggsarbeidene startet i oktober 1978 og sto komplett ferdig i oktober 1980.
Volum: 25.600 m^3. Fjell: Gneis/granitt
Anlegget er plassert inne i en relativt liten høyde med relativt sett homogen gneis. På den måten beholdt man friarealet (kollen) mellom skolene
Aksen til hovedhallen ligger i en gunstig N/S retning. Største spenn er 25 m og minste overdekning er 15 m. Permanent sikring ble gjort med ca. 400 fjellbolter (2,4 og 5m lange).
Anlegget skiller seg ut fra "standarden" ved at man måtte gå inn med fall for å oppnå nødvendig overdekning på idrettshallen (15 m). Drensvann blir pumpet ut fra en samlebrønn i anlegget.
Bildene forteller sitt.



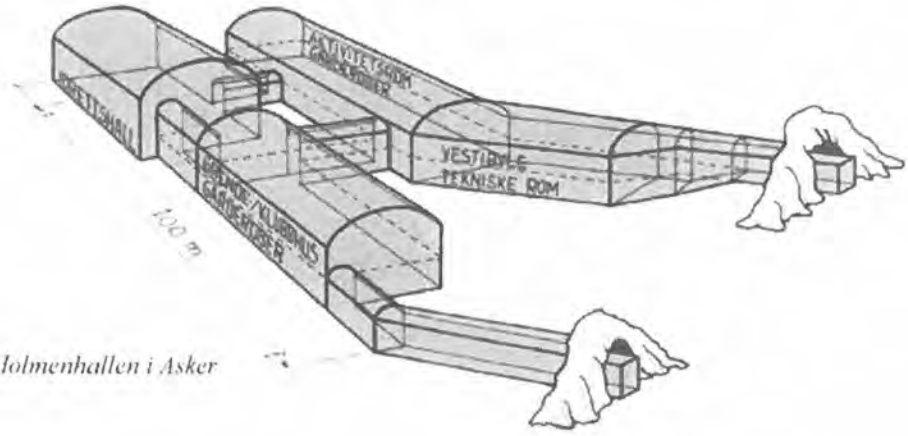
Skåreråsen Lengdesnitt

Skåreråsen. Barn leker i storhallen.

Holmen idrettshall (1981) Asker kommune

Denne ligger i Grønliåsen ved Holmen idrettsforenings anlegg på Holmen i Asker. Grønliåsen er en ca 55 m høy kolle, hovedsakelig bestående av kalk-leirskifer. De geologiske forholdene har vært bestemmende for plasseringen av anlegget. Sprengnings- og sikringsarbeidene forløp uten spesielle problemer.

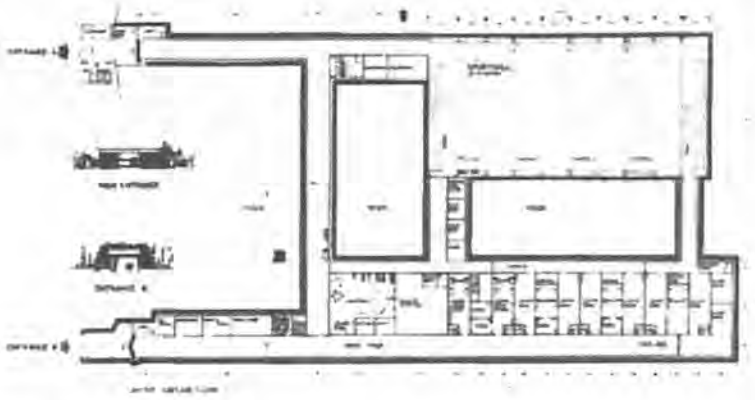
Anlegget er meget stort (35.000 m^3) og inneholder foruten idrettshallen, klubbrom og et grendehus. I Holmenhallen ble de prefabrikkerte betongelementene mellom buene sløyfet og erstattet med korrugerte stålplater.



Holmenhallen i Asker

Holmenhallen i Asker. Grendehus og klubbrom

Tærudhallen. Idrettshall i fjell (1982) Skedsmo kommune.
Dette er også et stort anlegg med hele 35.000 m^3 fast fjellmasse. Ved siden av en komplett håndballhall, 25 x 50 m samt garderober og dusjfasiliteter i hht STUIs krav huser det også det lokale Sivilforsvars kommandoplass
Fjellet besto av en relativt homogen gneis. Anlegget kostet i 1982, 23 mill. NOK. Sivilforsvarets støtte til tilfluktsrommet (4000 pers.) var 13,8 mill NOK og for kommandoplassen 1,4 mill NOK.



Tærudhallen, idrettshall i fjell. Plan.

Holmlia idretts- og svømmehall i fjell (1983) Oslo Kommune
Holmlia er en relativt ny bydel i Oslo for ca. 10.000 innbyggere. Det var her behov både for idretts- og svømmehall og også offentlig tilfluktsrom Behovet for anlegget var absolutt, men få ville ha et. slikt dominerende bygg som nabo. Ideen om å legge denne inne i "Storfjellet" midt i området fikk derfor umiddelbar oppslutning. Den politiske beslutning ble fattet med rekordfart og planleggingen startet allerede i 1978. Sprengningsarbeidene kom i gang i september 1979. Disse ble gjennomført uten spesielle vanskeligheter. 53.000m^3 fast fjell, gneis, ble ført til steinknuser på stedet og massene brukt til forskjellige formål helt lokalt (veier og plasser, utfylling av Lustjerndalen m.v.)
Holmlia-anleggene har et totalt gulvareal på 7.550 m^2. Det er godkjent for 7000 private og offentlige tilfluktsromsplasser og de totale kostnader i 1983 var 53.7 mill NOK, dvs ca 1.000 NOK pr m^3.

Kostnadene var fordelt prosentvis som følger:

• Boring og sprengning	13,0 %
• Uttransport og sikring	5,5 %
• Bygg	34,8%
• Elektro	7.2 %
• Heiser	0,3 %
• Nødstrøm	1,0 %
• Ventilasjon/kjøling	5,5 %
• Sanitær og varme	4,5 %
• Vannrensing svømmebasseng	0,7 %
• Geologiske undersøkelser	0,5 %
• Planlegging, rådg. ing og ark.	7,2 %
• Administrasjon	2,2%
• Skatt	17,8 %
Total	100 %

Holmlia takkonstruksjon

De "rene" sivilforsvarskostnader til trykksterke dører , sjokkventiler, gassfilter etc representerer ca 10% av de totale kostnader

Holmlia-anleggene må etter mer enn 15 års bruk kunne karakteriseres som en stor suksess. Det har i markedsføringsøyemed vært besøkt av et hundretalls fagfolk fra mange nasjoner.
Holmlia representerte imidlertid toppen av en gullalder for slike anlegg.
Statstøtten tørket etter hvert ut.
For å få til en "fristende" økonomi for kunden (dvs kommuner med byggeplaner), burde anlegget med størrelse håndballbane (25x50 m.) godkjennes for min 3000 plasser for å kunne dra fordelen av den tilsvarende statsstøtten for tilfluktsrom. Da ble fjellanlegget konkurransedyktig med tilsvarende daganlegg,når det gjaldt kapitalutgifter. Sivilforsvaret endret etter hvert forskriftene slik at maks antall ble 2000 personer. Det betydde kroken på døra for store publikumshaller i fjell.

Holmlia
Storhallen og svømmehallen

Klemetsrud idrettshall i fjell
Umiddelbart etter Holmlia, startet Oslo Kommune planleggingen av en idrettshall i fjell på Klemetsrud ,enda en ny bydel syd for Oslo, etter tilsvarende grunnlag som for Holmlia.
Man kom så langt at anlegget ble planlagt i detalj og spreningsarbeidene gjennomført.
Bl.a. på grunn av pengemangel, ble hallen ikke innredet på en slik måte at den kunne brukes.
Dette ble en bedrøvelig avslutning på denne suksessrike perioden med store idrettsanlegg i fjell.
10 år senere kom imidlertid Gjøvik Olympiske Fjellhall, men det var en helt annen historie.

Tananger idrettshall i fjell (1994). Sola kommune
Dette er et mindre anlegg som skiller seg ut ved utstrakt bruk av tunnelduk for å skape et "indre rom" som det er enkelt å klimatisere. Dette har vist seg å være en rimelig og god løsning.
Bildet under viser det delikate resultatet.

Tananger idrettshall i fjell. Bruk av tunnelduk.

Andre anlegg
Alle de anlegg som er omtalt i det foregående var jeg selv involvert i. Min oppgave var konsentrert om innsalget mot aktuelle kunder (kommuner med byggeplaner). Referanselisten vokste og med en stab av dyktige ingeniører som baktropp, var dette i perioden en enkel oppgave.

Det var også andre team av konsulenter og til dels entreprenører i markedet som skapte gode anlegg basert på de samme rammebetingelser som beskrevet tidligere (statsstøtte fra Sivilforsvaret og STUI). For disse anleggene ble det valgt andre tekniske løsninger som er interessante. Et par av disse er nevnt i det følgende.

Fjellhallen Prestevegen (1984), Kirkenes

Fjellhallen i Kirkenes er nok et vellykket anlegg for idrettsformål og tilfluktsrom. Bergart: Granitt

Namsos miljø- og svømmesenter (1988) Namsos kommune (Oasen)
Dette er et bemerkelsesverdig anlegg som sto ferdig i 1988. Det er et rent badeanlegg med et hovedbasseng på 50 meter. Det har et 5 meter høyt stupetårn og to sviktbrett på 1 og 3 meter. Det er også opplæringsbasseng og en vannrutsjebane på hele 37 meter.
Siden anlegget sto ferdig i 1988 har det vært besøkt av mer enn 100.000 personer.
Bildet under viser anlegget.

Oasen: Europas flotteste svømmeanlegg i fjell

Gjøvik Olympiske Fjellhall(1993) Gjøvik kommune.
Da dette anlegget sto komplett ferdig til de Olympiske vinterlekene i 1994, ble det *prikken over i-en* for store publikumshaller i fjell. Det har også blitt et paradeanlegg når det gjelder "State of the Art" for norsk teknologi på området . Dessverre synes dette samtidig også å være slutten på en meget rik periode for norske fjellsprengere når det gjelder slike anlegg.

Forhistorie
Tanken om å bygge en ishall i fjell var ikke ny. Den ble født allerede i 1970-årene og bl.a. presentert i "Dyno Internt" i en artikkel i 1974 (Rygh/Linde)
Erfaringene fra tidligere fjellanlegg som krevde store mengder energi, som fryserier og svømmehaller, viste både i teori og praksis at mye var å vinne ved å legge slike anlegg i fjell. Dette gjaldt også for ishaller. En kombinasjon av ishall og svømmehall ville være særdeles gunstig. En ishall krevde imidlertid en spennvidde på over 50 meter, og det var mer enn en fordobling av eksisterende haller. Lot det seg gjøre?
I 1978-79 inntraff en episode som gjorde at denne tanken fikk et solid teknologisk fundament å stå på.
Norsk fjellsprengningsmiljø hadde i slutten av1960 årene prøvd å få realisert et prøveprosjekt med en prøvekaverne med spennvidde på 50-60 meter. Planen var den gang å se på mulighetene av å legge kjernekraftverk inne i fjellrom. Reaktorhallen krevet da en slik stor spennvidde.
Det viste seg umulig å fremskaffe midler til et slikt prosjekt uten at det var en fornuftig sluttbruk av kavernen. En ishockeyhall var løsningen. Stedet som ble valgt var Liåsen ved Grønmo i Oslo Syd. Med innsamlede midler fra flere ble et meget grundig forprosjekt lansert i 1979.
Oslo kommune takket nei til prosjektet, men konklusjonen var klar : Det skulle ikke by på altfor store problemer å lage et slikt anlegg. Det teknologiske fundament var lagt, og det skapte trygghet når ideen neste gang kom opp, selv om det ble 10-11 år senere.

Realiseringen
Ideen fikk nytt liv da Gjøvik kommune i oktober 1989 fikk tildelt en ishall for de olympiske vinterleker i 1994. Det var naturlig for Gjøvik kommune å tenke fjellanlegg. De hadde jo allerede gode erfaringer med sin svømmehall.
Den første skisse til anlegget ble laget på en serviett på Strandhotellet på Gjøvik (nå Rica) under et møte mellom byingeniøren på Gjøvik, Helge Simenstad og undertegnede. (1. nov 1989).
Ideen og interessen var skapt, men lot det seg gjøre? Mange hindringer lå i veien, først og fremst av økonomisk art.
Var noen villige til å satse penger på et så tilsynelatende hasardiøst prosjekt?
På det tidspunkt var det bare Dyno Industrier, Sprengstoffdivisjonen som ville bidra. De betalte for et enkelt forprosjekt som var klar allerede i desember 1989.
Det ble lagt ned mye arbeide i dette for å overbevise politikerne og befolkningen på Gjøvik om at fjellanlegg var det beste. Mange var av forskjellige årsaker selvsagt uenige. Det ble en meget hard kamp mellom fjellalternativet og diverse forslag til daganlegg.
De viktigste spørsmålene for fjellanlegget var ingeniørgeologien og sikkerheten både under anleggsperioden og ved senere bruk. Anlegget skulle jo huse over 5.000 personer.
Et slikt anlegg var ikke bygget før og grundige undersøkelser måtte gjøres. Hvem skulle betale for det?

En vel begrunnet søknad til Industrifondet (nå SND) utløste midler til at man kunne komme i gang med de geologiske undersøkelsene knyttet til et bredt anlagt forskningsprogram.
Andre bidragsytere med interesse for fjellanlegg kom også med.
Dette var Norges vassdrags- og elektrisitetsvesen (NVE), Teledirektoratet (nå Telenor) , Statoil, Den Svenske bergsprengningsforeningen , involverte rådgivere samt Gjøvik kommune.
I sluttfasen av forskningsprogrammet kom også det koreanske firmaet Hyundai Engineering and Construction CO., Ltd med, med støtte til forskningsprogrammet.

Oppdraget fra Gjøvik kommune til hovedkonsulenten, Fortifikasjon A/S ble gitt i februar 1990 (nå Norconsult/Fortifikasjon).
Planene ble levert komplett ferdig i september 1990.

Samtidig med planleggingen ble det som nevnt over, gjennomført et betydelig forskningsprogram innenfor områdene geologi, energi, miljø, sikkerhet inkl. brann rømning og eksplosjonsfare.

De fremste teknologiske miljøene i både Oslo og Trondheim var engasjert. Det oppsto et meget positivt samarbeide mellom alle involverte, inklusive administrasjon og politikere i Gjøvik kommune.
Forarbeidet med den tekniske og vitenskapelige dokumentasjonen var meget grundig og gjorde sitt til at VS-Gruppen (Veidekke /Selmer) som entreprenører kunne gi en fast og bindende pris på hele prosjektet uten noen forbehold.
Dette førte igjen til at Gjøvik kommunestyre ved 2.gangs votering 24 januar 1991 vedtok å bygge Gjøvik Olympiske Fjellhall.
Dette historiske vedtaket har kommet til å bety enormt mye for byen. I historisk sammenheng kan en for Gjøviks vedkommende snakke om før og etter Fjellhallen og da som vi skal se i meget positiv betydning.

Sprengnings- og sikringsarbeidene gikk over all forventning bra og ble avsluttet 3 måneder foran skjemaet.

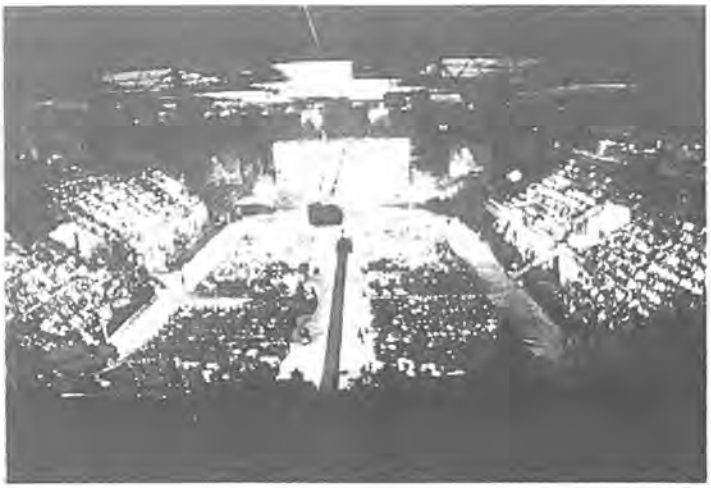
Anlegget ble overlevert kommunen i mai 1993 ved en storstilet seremoni med Kongeparet samt over 5000 gjester til stede. Dette var ca 4 måneder før fristen utløp for endelig ferdigstillelse for å få gjennomført et vidtgående testprogram før de olympiske vinterleker som skulle starte i februar 1994. De tekniske sider ved anlegget er utførlig beskrevet andre steder så jeg dveler ikke mer ved dette her.

Bruken av hallen under de olympiske leker ble en knallsuksess og en verdens sensasjon.
Verdens største publikumshall i fjell ble gjennom TV og presse presentert for millioner av mennesker over hele verden. Gjøvik by kom i aller høyeste grad med på verdenskartet.
Suksessen har fortsatt, og Gjøvik Olympiske Fjellhall ble av avisen Dagens Næringsliv i 1998 utpekt som det mest vellykkede av de mange storslagne anlegg som ble laget til de olympiske vinterleker i 1994.

Noe malurt i begeret må jeg desverre komme med.
Det gjelder videreføring av *forskningsprogrammet.* Dette ble gjennomført med full vitenskapelig integritet. Det ga også grunnlaget for alle sikkerhetsforanstaltninger som ble gjennomført for anlegget.
Målsettingen var imidlertid at programmet skulle danne basis for Nasjonale Forskrifter for fjellanlegg spesielt innenfor områdene miljø og sikkerhet (brann/rømming), men også på andre områder knyttet til bruk av undergrunnen. Dette var det dessverre ikke penger til og arbeidet døde av den grunn ut. Det er å håpe at dette arbeidet sluttføres slik som visjonene var ved oppstart av programmet.
Dette vil for det første sikre riktig planlegging og bruk av undergrunnsanlegg i fremtiden, men også være et godt fundament å bygge på ved markedsføring av denne teknologien internasjonalt. Det vil svært ofte være spørsmål om "National Requirements". Har man slike, vil det være en styrke.

Gjøvik Olympiske Fjellhall med fjellhagen og svømmehallen.

Hvelvet ferdig utsprengt tre måneder før skjema.



Gjøvik Olympiske Fjellhall. Innvielse i mai 1993, 4 mnd. "før skjemaet".

Brukerundersøkelse

I det foregående er det fortalt om et dusin publikumshaller i fjell. Beretningen tyder på at dette stort sett har vært en suksess. Alle anleggene har vært i bruk i flere år (fra 5 til 27 år). For å få innblikk i hva brukerne mener laget jeg et spørreskjema som ble sendt ut i juni 1999. Spørreskjemaet omfattet disse områdene:

- Miljø og trivsel for kortidsbrukere og langtidsbrukere (ansatte).
- Drift og energi
- Vedlikehold
- Brann og ulykker relatert til gjeldene forskrifter
- Fordeler med fjellanlegg
- Ulemper med fjellanlegg
- Forslag til forbedringer
- Generell "overall"karakter

Karakterskalaen var fra 1 til 5 hvor 1 er svært dårlig og 5 er særs bra

Det kom inn ti av tolv utsendte spørreskjemaer. Noen var meget detaljert besvart andre mer overfladisk . Et sammendrag med enkelte kommentarer er tatt med i det følgende.

Miljø og trivsel

Idrettshaller: Korttidsbrukere: **50%** 4(**meget bra**) og **50%** 3(**bra**)

Svømmehaller: Korttidsbrukere : **20%** 5(**særs bra**), **40%** 4 (**meget bra**) og **40%** 3 (**bra**)

For Langtidsbrukere (ansatte omforenet) **50%** 4 **(meget bra), 37,5%** 3 **(bra)** og **12,5%** 2 (Ng.).

Kommentar: ***100% av langtidsbrukere savner dagslys***

Drift og energi
Besparelser for fjellanlegg relatert til tilsvarende daganlegg:
Idrettshaller: **35-40 %**
Svømmehaller: **50 %**
Dette er usikre tall.
Oddahallen oppgir energiforbruket pr år til 63 NOK/m2 og Namsos kommunes hall i dagen til 85 NOK/ m2 i 1998.

Vedlikehold
To svar angir **25 % besparelser** i fjellanleggets favør.
Vedlikehold av tekniske anlegg angis som stort i fjellanlegg pga fuktighet , vanndrypp og lignende.
Tærudhallen oppgir vedlikeholdsbesparelsen til NOK 40.000 pr år i fjellanleggets favør.

Brann og ulykker
86 % er tilfreds med forholdene som de er.

Største fordeler med fjellanlegg
- Kombinasjon off. tilfluktsrom og fredsutnyttelse
- Stabil temperatur
- Lavere driftsutgifter
- Ikke beslag på annen verdifull grunn
- Ikke ytre vedlikehold

Største ulemper med fjellanlegg
- Fuktighet og vanndrypp
- Mangel på sollys for de ansatte.
- Vanninnsig som er vanskelig å tette
- Vanskelig med utvidelsesmuligheter

Forbedringer
- Bedre avfuktning
- Bedre ventilasjon
- Bedre akustikk

Overall-karakter
87%, 4 (meget bra), 13%,3 (bra)

Konklusjon brukerundersøkelsen
Noen vidtgående konklusjoner kan ikke trekkes, men noe synes å være sikkert:

- Brukerne er godt fornøyd med sine anlegg.
- Det synes å være et meget stort ønske fra de ansatte at de har muligheter for å kunne se dagslys. Dette bør det helt åpenbart tas hensyn til ved eventuelle fremtidige anlegg.
- Drift og vedlikeholdskostnader er lavere for fjellanlegg. En mer grundig studie bør gjennomføres for å få sikrere tall på bordet.
- Vanninnsig og fuktighet er et gjennomgangstema. Dette er konstruktive tiltak man burde hatt kontroll med. Det samme gjelder selvsagt også for akustikken.
- Det er tilfredshet med kombinasjonen tilfluktsrom/fredsanvendelse.

Avslutning
En fantastisk og kanskje særnorsk periode når det gjelder publikumsanlegg i fjell er avsluttet. Et stort antall flotte anlegg ble resultatet. Disse er over tid godt vedlikeholdt og vises frem med stolthet av brukerne. Det er fredsfunksjonen som er mest påaktet. Det ligger imidlertid en stor trygghet i at disse fjellanleggene i tilfelle krig eller katastrofe også kan brukes som tilfluktsrom.

Som fjellanlegg ligger de foran våpenutviklingen. Selv de mest avanserte våpensystemer kan i dag ikke slå ut et riktig konstruert anlegg i fjell. Nøyaktig innsiktede kjernevåpen må til, og det er et helt utenkelig alternativ.
Stortinget har bestemt at det inntil videre ikke lenger skal bygges tilfluktsrom i Norge. Statsstøtte til kombinasjonsanlegg i fjell er falt bort. Dette var den viktigste faktor for at fjellanlegg ble valgt.
Jeg tror det er en uriktig avgjørelse.
Gode tilfluktsrom riktig plassert blir ikke til over natten om katastrofen igjen skulle innhente nasjonen.
Interessen for beskyttelsesteknikken eller fortifikasjon som fag vil nå avta og den ekspertise vi har vil forsvinne. Ekspertise bygges opp over årtier. I krisetider roper vi på ekspertene. Når de er borte har vi stelt oss dårlig.

Mitt forslag er derfor at Staten igjen støtter kommuner som vil bygge miljøvennlige og fremfor alt lavenergianlegg i fjell som selvsagt også kan brukes som tilfluktsrom ved katastrofer.

For Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ligger utfordringen i å fremskaffe vitenskapelige data for de gevinster som ligger i slik bruk av fjellet samt å drive aktiv informasjon om dette mot politikere og potensielle byggherrer

Takk for oppmerksomheten!

Slutt

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

OVERLØPSTUNNEL LYSAKER
Tunnel og utslag i kompliserte grunnforhold

Bjørn Strande
Grøner AS

INNLEDNING

På Slemmestad i Asker, ca 30 km vest for Oslo, ligger Norges største kloakkrenseanlegg, Vestfjorden Avløpsselskap (VEAS). Foruten å rense kloakken fra ca 60-70% av Oslos befolkning, mottar også VEAS kloakk fra kommunene Bærum, Asker og Røyken, til sammen ca. 450.000 personer, samt nedslagsfeltets industri.

Kloakken fra Oslo føres til VEAS gjennom en 42 km lang fullprofilboret tunnel. Ved store nedbørsmengder og snøsmelting vil anleggets kapasitet være fullt utnyttet, og overflødig vann går da til et kontrollert overløp på Lysaker. Det eksisterende overløpsarrangementet besto av en utløpskum med overløpsterskel og 3 ledninger som fører avløpsvannet ca. 300 m ut i fjorden. Disse avløpsledningene hadde en kapasitet på ca. 3 m^3/s. Overskytende avløpsmengder (det meste) gikk direkte ut i strandsonen.

Overløp ut i strandsonen har ført til betydelig forurensing og forsøpling av strandsonen i nærområdene. For å bedre forholdene på stranda ble det besluttet å etablere en undersjøisk tunnel med utslipp ca. 500 m ute i fjorden, –25 m under havets overflate.

Figur 1. Oversikt

1 GENERELL BESKRIVELSE AV PROSJEKTET

Det nye overløpssystemet består av en adkomsttunnel fra eksisterende tunnel og ned til nivå for ny utløpstunnel, en sjakt fra eksisterende overløpskanal til ny utløpstunnel, undersjøisk tunnel og en sjakt med utslag til Lysakerfjorden. I forbindelse med utslaget er det montert et stålrør som er støpt inn i øvre del av utløpssjakten og som stikker noe opp over sjøbunnen. Overløpssystemet er dimensjonert for en vannmengde på 20 m^3/s.

1.1 Adkomsttunnel

Adkomsttunnelen er 190m lang og er drevet i spiral fra eksisterende tunnel på kote +4,0 og ned til kote –23,0. Tunnelen har et tverrsnitt på 21 m^2 og en helning på 1:7.

1.2 Inntakssjakt

Inntakssjakten er 20 m lang og har et tverrsnitt på ca. 17 m^2. Sjakten er drevet loddrett fra eksisterende overløpskulvert og ned til utløpstunnelen.

1.3 Utløpstunnel

Utløpstunnelen er ca. 611m lang og har et tverrsnitt på 19 m^2. De første 325 m har en helning på 1:6 ned til tunnelens laveste punkt, 73 m.u.h. Deretter stiger tunnelen 1:15. De siste 115 m opp til underkant utløpssjakt på kote –49,0, har en stigning på 1:8. Tunnelen følger en fjell-rygg utover i fjorden og minste fjelloverdekning er 30 m.

1.4 Utløpssjakt

Utløpssjakten fra tunnelen og opp til sjøbunnen er ca.19 m lang, har en stigning på 70g og en diameter på 3.5m. Sjakten kommer ut på sjøbunnen på kote –25 m. Det var forutsatt å være minimalt med løsmasser på sjøbunnen. (ca. 1 m).

1.5 Utløpsrør

I den øvre delen av sjakten er det støpt inn et utløpsrør med diameter 2,5 m og lengde 11 m. På toppen av røret er det montert et bend som stikker noe over bunnen. Røret er belagt med et aluminiumsbelegg og dekkmaling, samt katodisk beskyttelse med offeranoder.

Figur 2. Situasjonsplan

2 FORUNDERSØKELSER

Innerst i Lysakerfjorden har Lysakerelven sitt utløp. Elven har ført mye løsmasser med seg, slik at store deler av bunnen i Lysakerfjorden er dekket av til dels tykke lag med sedimenter. Langs elven har det i flere hundre år også vært mye industri. Dette har ført til at bunnsedimentene i fjorden er en del forurenset. For ikke å flytte for mye på disse massene, var det viktig å finne et utslagsområde med minimal løsmassemektighet.

Som vanlig ved undersjøiske tunneler ble det igangsatt omfattende undersøkelser og kartlegginger av bunn- og fjellforhold. Først ble det laget et bunn- og fjellkotekart. Undersøkelsen ble utført med ekkolodding og refleksjonsseismisk profilering med Boomer fra båt. Deretter ble det foretatt en rekke seismiske profileringer (refraksjonsseismikk), både langs den planlagte traséen , på tvers av denne og i område hvor utslaget skulle komme.

Med bakgrunn i resultatene fra alle disse undersøkelsene, ble tunneltrasé og plassering av utslag bestemt. For å forsikre oss om at utslagsområdet ble plassert etter forutsetningene, ble det foretatt en rekke dykk ned til det aktuelle området.

Ut fra de seismiske dataene og dykkerens observasjoner, ble så til slutt utslagets endelige plassering bestemt. Stedet som ble valgt ligger i en vestvendt skrent ut mot elveløpet. Løsmassemektigheten ble her antatt å være ca. 1 m.

Resultatet fra de seismiske undersøkelsene antydet at tunnelen ville krysse flere svakhetssoner med lave hastigheter. Ut fra dette ble det besluttet å utføre kjerneboring ned i sonen med

laveste hastighet. Boringen ble utført fra strandkanten, og det ble boret ca. 160 m ned mot tunneltraséen.

Undersøkelser av borkjerner samt ingeniørgeologiske kart og "as built"-dokumenter fra tidligere drevne tunneler i området, dannet grunnlaget for den ingeniørgeologiske rapporten. Denne rapporten dannet så grunnlaget for det antatte sikringsomfanget.

Adkomsttunnelen ligger i et område med store kontorbygg og flere bolighus. For å få registrert tilstanden på alle naboeiendommene, ble det foretatt en omfattende tilstandsregistrering av alle eiendommene. Registreringen ble utført med videoopptak og fotografering, og ble utført med huseier tilstede.

Figur 3. Lengdeprofil lavhastighetssoner

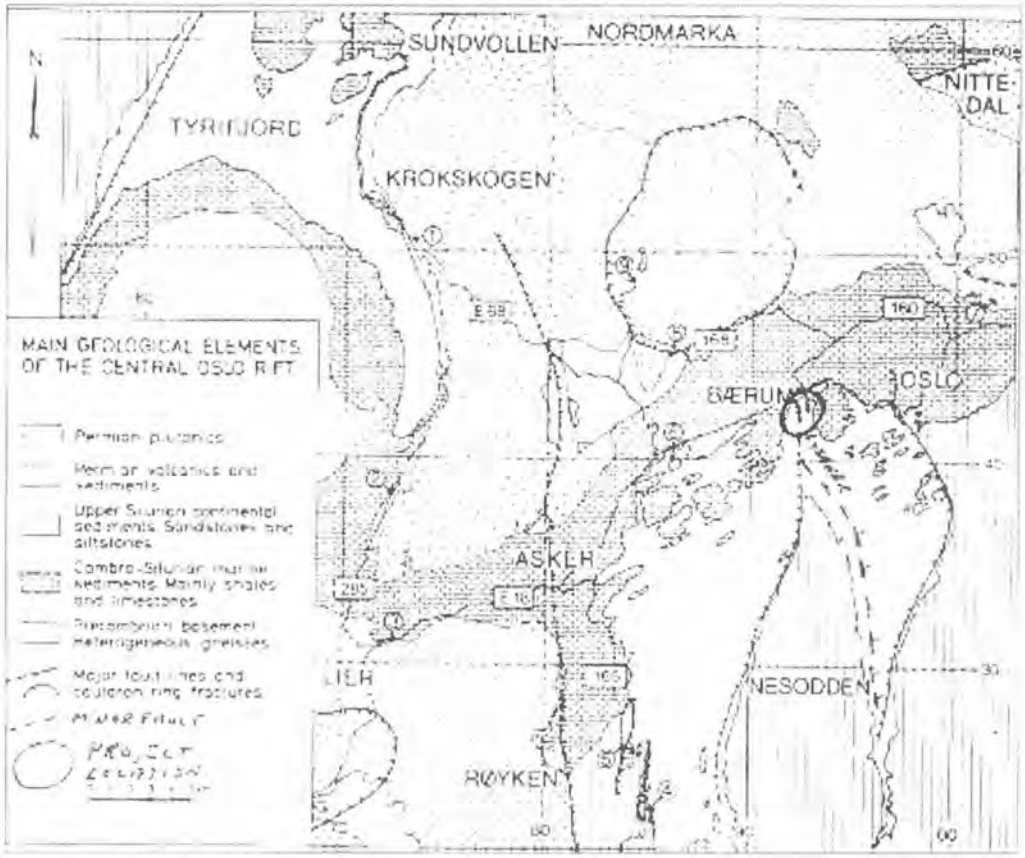
3 GEOLOGI

Berggrunnen i anleggsområdet består av kambrosiluriske sedimentbergarter, vesentlig leir- og alunskifer med innslag av knollekalk og kalkstein. I kaledonsk tid ble disse bergmassene foldet om en ØNØ-VSV-lig akse slik at lagdeling og skifrighet har samme strøkretning og varierende fall mot NNV eller SSØ. I permisk tid, var det en tektonisk og vulkansk aktivitet med dannelse av store forkastninger og inntrenging av eruptivganger. Disse strukturer har stort sett N-S-lig retning.

Det er to hovedsprekkesystemer i sedimentbergartene. Det mest vanlige sprekkesettet følger lagdelingen. Lagdelingssprekkene består vesentlig av lukkede, plane og glatte sprekker med

nordlig fall på ca. 50g. Det andre sprekkesettet har N-S-lig strøk og relativt steilt fall. Disse sprekkeplanene er ofte relativt ru, og kalkspatfylling er vanlig.

Det ble utført systematisk ingeniørgeologisk kartlegging under anleggsperioden. Adkomsttunnelen og første halvdel av utløpstunnelen fra pel. 0-345 m består av leirskifer med noe innslag av kalkstein og eruptivganger. Eruptivgangene består stort sett av diabas og mænaitt. Den siste halvdel av tunnelen fra pel. 345-611 m består av deformert alunskifer av meget dårlig kvalitet. Alunskiferen er gjennomskåret av mænaittganger og deformert av tekoniske bevegelser i tilknytting til Lysaker-Nesodden-forkastningen.



Figur 4. Oversikt geologi

4 ERFARINGER

4.1 Sprengning, miljø og rystelser

Som tidligere nevnt ligger adkomsttunnelen i et område med ganske tett bebyggelse. Det var derfor satt strenge krav til bl.a. rystelser og støy. Av den grunn ble det før sprengnings-

arbeidene startet opp i august 1996, utplassert rystelsesmålere i de nærmeste eiendommene. Dette for å overvåke at de krav til rystelser som var satt ble overholdt.
Følgende rystelseskrav var gitt:

- Rystelsesømfintlig utstyr i bygninger:
  Svingehastighet: Vmaks = 20 mm/sek.
  Amplitude: Amaks = 40 um

- For bygninger:
  Svingehastighet: Vmaks = 40 mm/sek.
  Amplitude: Amaks = 80 um

Rystelseskravene ble aldri oversteget.

Av Oslo Helseråd var det satt krav om at alle støyende arbeider skulle utføres mellom kl. 0600 og 2300. Dette førte heller ikke til større problemer.

Sprengningsarbeidene ble utført som konvensjonell boring og sprengning. Tunnelsprengningen ble utført med en tre-boms tunnelrigg. Nedløpssjakten ble boret med pallrigg fra eksisterende tunnel, mens utløpssjakten ble drevet med alimak og knematere. Massene ble lastet ut med en 30-tonns Volvo L180 hjullaster og kjørt ut med 2 stk. lastebiler med 10 m^3 kasse.

4.2 Adkomst- og utløpstunnel

Under sprengningen av adkomsttunnelen og første halvdel av utløpstunnelen, besto fjellet for det meste av leirskifer med noen svakhetssoner og eruptivganger. Leirskiferen var på strekningen ganske oppsprukket og sikringen ble utført med bolter og sprøytebetong. I de områdene hvor tunnelen passerte større og mindre knusningssoner ble det i tillegg benyttet spilingbolter og fjellbånd, samt et ekstra lag sprøytebetong.

Da sprengningen av tunnelen var kommet ned til kote 0, ble det også satt i gang systematisk sonderboringer, først med 2 hull og deretter med 3 hull. Ved passering under strandsonen ble antall sonderhull økt til 4. Hullene ble boret i vifte ut fra tunnelen og var 21 m lange.

Adkomsttunelen og de første 325 m av utløpstunnelen ned til dyppunktet ble drevet uten større stabilitetsproblem, selv om hele dette strekket måtte sikres med bolter og sprøytebetong. Det ble anlagt lastenisjer og pumpesumper for ca. hver 100 m. I dyppunktet ble det i tillegg anlagt snunisje.

I siste halvdel av utløpstunnelen, ca. 285 m, ble tunnelen drevet i alunskifer av meget dårlig kvalitet og med store stabilitetsproblem.

Når bergkvaliteten blir så dårlig og oppknust som den ble her, stilles det store krav til et trykt og sikkert sikringsopplegg.

Innlekasjen av vann i tunnelen var meget beskjedent, slik at det var lite behov for injeksjon. Det ble derfor valgt å fortsette med samme opplegg for sonderboring som tidligere, 4 hull á 21 m.

Følgende sikringsopplegg ble fulgt:
Før hver salve ble det satt inn 6 m lange spilingbolter. Boltene ble satt inn med en senteravstand på ca. 0,5 m både i heng og vegger. Deretter ble de sprøytet inn. I ekstremt dårlige partier ble det satt inn forbolter i to høyder.

Salvelengden ble redusert til 3 m. Umiddelbart etter at salven var lastet ut, ble første lag med fiberarmert sprøytebetong påført med en tykkelsen på ca 7 cm. Etter en kort herdeperiode, ca 2 timer, ble det satt inn bolter systematisk med c/c avstand på ca 1,0 m. Deretter ble boltene sydd sammen med fjellbånd i bue rundt tverrsnittet. Til slutt ble andre lag med fiberarmert sprøytebetong påført, også dette laget var ca. 7 cm tykt. I tillegg ble også tunnelsålen støpt ut i en lengde på ca 200 m.

På grunn av den dårlige bergkvaliteten var det heller ikke mulig å etablere lastenisjer. Massene måtte derfor bæres ut til snunisjen i lavpunktet, en avstand på opptil 285 m, noe som førte til ganske lang syklus på utlastingen etterhvert.

Da det gjensto ca. 35 m av tunnelen ble det boret et kjerneborhull fra stuff og 41 m framover i tunneltraséen. Ut fra de opplysninger borkjernene ga oss, ble det utarbeidet et nytt sonderboringsopplegg fram mot utslagskammeret. Opplegget er vist på Figur 5. Et driftsopplegg med et slikt sikringsomfang som beskrevet over, er et kostbart og tidkrevende opplegg, men var helt nødvendig for å drive under forsvarlige forhold.

Sikringsomfanget ble som følger for de to tunnelene:

- Adkomsttunnelen (A = 21 m^2)
  Sikringsbolter : 923 stk, dvs. 4,9 bolter/tm
  Spilingbolter : 60 stk
  Fjellbånd : 376 m
  Sprøytebetong : 437 m^3, dvs. 2,3 m^3 pr. m

- Utløpstunnelen (A = 19 m^2)
  Sikringsbolter : 3118 stk, dvs. 5,1 bolt/tm
  Spilingbolter : 1446 stk
  Fjellbånd : 2345 m
  Sprøytebetong : 1310 m^3, dvs 2,2 m^3/lm

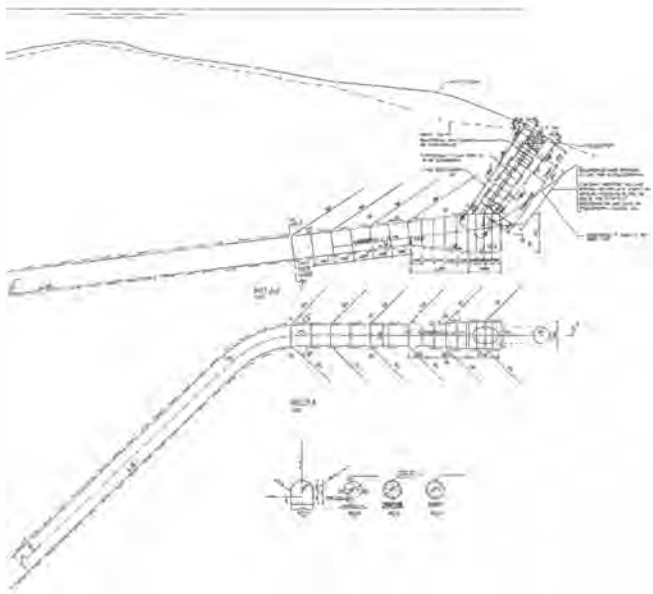
Alle sikringsbolter og fjellbånd var epoxybeskyttet. De fleste sikringsboltene var polyesterforankrede kamstålbolter, ϕ20 mm. Spilingboltene som ble benyttet var 6 m lange ϕ25mm "svarte" kamstålbolter. Etter at tunnelen kom inn i alunskifer ble det benyttet sulfatresistent sement i betongen.

4.3 Inntakssjakt

Inntakssjakten fører vannet fra eksisterende overløpstunnel (kote +1,85) og ned i utløpstunnelen. Sjakten er en loddsjakt og ca. 20 m lang. Teoretisk tverrsnittet er 3,0m x 5,5 m. Med de erfaringer en hadde fra adkomsttunnelen, ble det valgt å bore ferdig hele inntakssjakten fra eksisterende tunnel. Boringen ble utført med en liten pallrigg.

For å spare tid ble det valgt å sprenge sjakten samtidig med sprengningen av utløpssjakten. Sprengningen ble utført med salvelengder på ca. 3 m nedenfra og opp, og sikringsarbeidene, bolting og sprøytebetong, ble utført med håndholdt utstyr fra korg. På grunn av noe boravvik ble tverrsnittet noe større enn teoretisk, spesielt i bunnen av sjakten. Det var ikke større stabilitetsproblem i sjakten.

Da eksisterende overløpstunnel skulle være i drift under hele anleggstiden, ble en provisorisk renne av stål laget for montering over sjakten. Dette for å forhindre at kloakkvann skulle fylle utløpstunnelen ved et evt. overløp. Da vi var i januar måned anså vi faren for store regnmengder med overløp til følge, som minimale. Men vi hadde akkurat fått renna på plass da et kraftig regnvær satte inn, og flere m3 med kloakk kom i overløp. For å gjøre en lang historie kort. Renna kollapset og hele utløpstunnelen ble fylt med kloakkvann. Overløpet var varslet noen timer på forhånd, slik at det ikke befant seg folk i tunnelen. Lensing, samt opprydding og etablering av ny kjørebane tok ca. 1,5 måned.



Figur 5. Sonderboringer ved utløpssjakt

4.4 Utløpssjakt og utløpsrør

Utløpssjakten ble drevet med en stigning på 70g fra enden av utløpstunnelen og opp mot sjøbunnen. Sjakten er sirkelrund med diameter 3,5 m og lengde ca.19 m. På grunn av de vanskelige bergforholdene i enden av utløpstunnelen ble det utarbeidet et detaljert opplegg for både sonderboringer, sprengning og sikring i sjakten.

Fra utslagskammeret under sjakten ble det foretatt en rekke sonderboringer opp i sjakttraseen og i vifteform ut mot sjøbunnen. I tillegg til dette ble det også utført en kjerneboring opp i

sjakttraseen. Kjerneborhullet var 16m langt og ble avsluttet ca 2 m fra sjøbunnen. Resultatet fra disse undersøkelsene viste at de dårlige forholdene vi hadde hatt i siste del av utløpstunnelen også ville vedvare oppover i sjakten. Kun de to øverste meterne av sjakten virket å være noe hardere å bore i.

Alle de seismiske profilene som var tatt i område hadde vist fjell av god kvalitet i og rundt utslaget, men virkeligheten ble en helt annen. Ingen av de seismiske profilene som var tatt stemte med de forholdene vi opplevde i tunnelen og i utslagsområdet.

Selv om det var minimalt med vanninnsig i sonderhullene, ble det for å bedre stabiliteten i sjakten og utslagsproppen, valgt å injisere. Det ble injisert ca. 1400 kg microsement i 8 hull á 17 m.

For å kartlegge beliggenheten av sjøbunnen i og rundt utslaget , ble i alt 9 sonderhull boret gjennom og ut i sjøen. Dykker ble benyttet for å kartlegge bunnforholdene ved gjennomboringene. På grunn av dårlig sikt og mye dynn ble denne kartleggingen meget usikker.

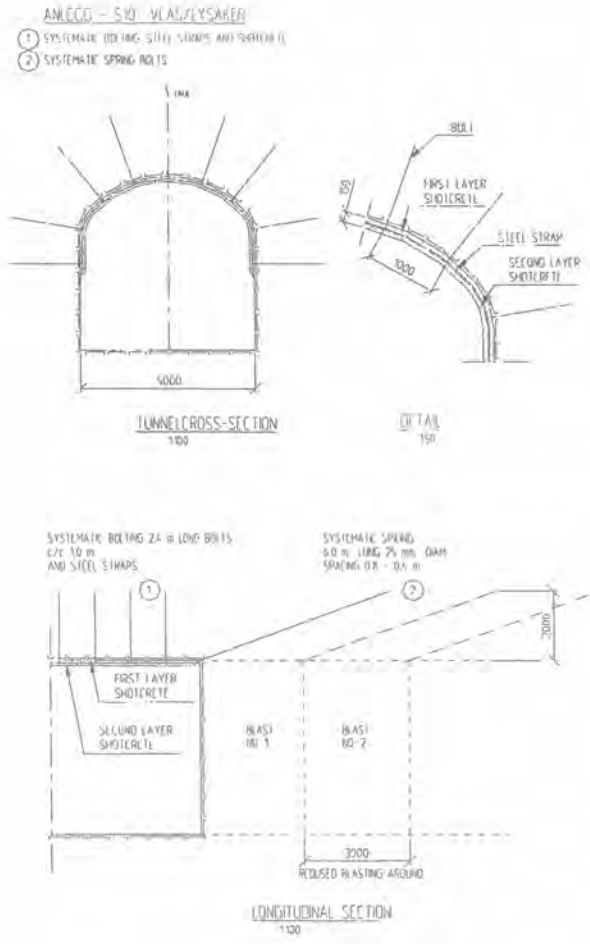
I forbindelse med utslaget var det planlagt å støpe et en meter tykt midlertidig betonghvelv i utløpstunnelen, ca. 25 m fra utløpssjakten, dette for at utslagssalven skulle skytes med vannfylt tunnel. Dette hvelvet skulle etableres når kun utslagssalven gjensto, og skulle fjernes før tunnelen ble satt i drift.

Som en sikkerhet mot vanninnbrudd under sjaktdrivingen, ble det i stedet valgt å støpe en 5m tykk armert betongplugg før sprengningen tok til. Betongpluggen ble plassert ca. 25 m nedstrøms sjakten og ble utstyrt med en kjøreport med lysåpning B x H = 2,7 x 3,2 m. Det ble også støpt inn flere rør, blant annet 2 støperør til støping rundt utløpsrøret. Pluggen ble dimensjonert for å tåle 80 m vanntrykk, og ble lukket for hver salve som ble skutt.

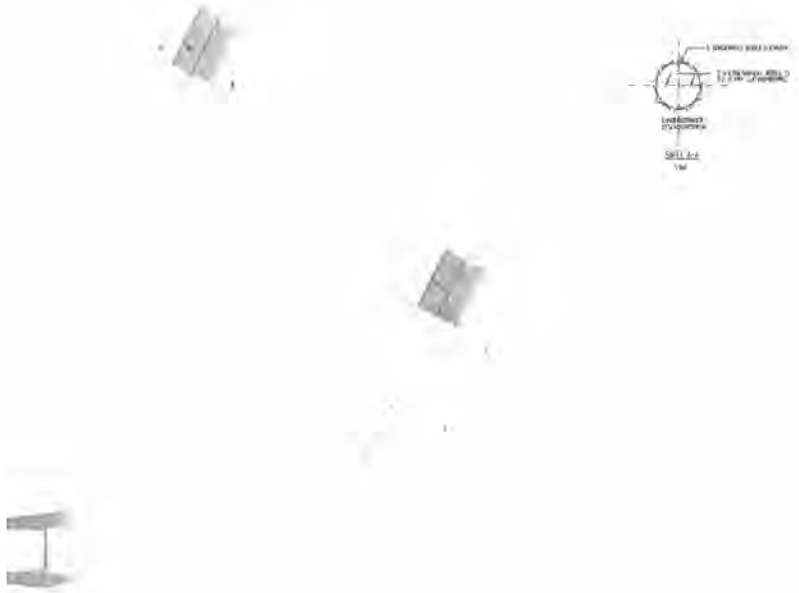
Ut fra de resultater sonderboringene og borkjernene hadde gitt oss, ble det valgt å drive sjakten med delt tverrsnitt og salvelengder på 1 m. De første 12 m av sjakten ble boret ferdig med tunnelriggen før sprengning startet, mens de resterende salvene og boltingen ble utført med knemater fra Alimak.

Sikringsopplegget var stort sett det samme som i siste del av utløpstunnelen, spilingbolter, bolter, bånd og to lag sprøytebetong. Lengden på spilingboltene her var 3 m. I tillegg ble også stuffen sikret. Sikringen der ble utført med glassfiberbolter, bånd og ett lag sprøytebetong I tillegg til disse sikringsarbeidene ble det sonderboret to diagonalt motstående hull langs periferien for hver salve, lengde 4,0 m.

Alle disse sikringsprosedyrene til sammen ga en inndrift på ca 1,0 m pr. uke. Dette driftsopplegget ble fulgt med hell til det gjensto ca 4 m til sjøbunnen. Med tanke på at sjøbunnen var så nære, var det svært lite vanninnsig på stuff.



Figur 6. Sikringsopplegg i tunnel



Figur 7. Prinsipp for sprengning av sjakt og utslag

På de ca 15 m som ble sprengt opp til utslagsproppen, ble det benyttet 542 stk. polyesterforankrede bolter, 337 stk. spilingbolter á 3,0 m, 287 m fjellbånd, 81 m^3 sprøytebetong og 136 stk. polyesterforankrede glassfiberbolter.

Etter at sjakten opp til utslagsproppen var ferdig sikret, ble det boret inn hull til underkantforskalingen for det fremtidige utløpsrøret, samt montert og sprutet inn støperør. På toppen av støperøret ble montert en hette som beskyttelse. Videre ble den øverste delen av sjakten malt hvit for å bedre forholdene for dykkerne.

Før boringen på selve utslagssalven startet opp, ble størrelsen på utslagsproppen kartlagt ved at 5 sonderhull, 4 rundt periferien og et i senter, ble boret gjennom til sjøen. Deretter ble den endelige salveplan for utslagssalven utarbeidet. Tykkelsen på utslagsproppen varierte fra ca. 3,8 m til 4,0 m.

Etter at salven var ferdig ladet, ble alt utstyr rigget ned og kjørt ut av tunnelen. Porten i betongpluggen ble lukket og vannfylling startet. Vannet ble fylt til det stod ca. 4 m opp i sjakten. Det ble da etablert en luftlomme med ca. 8 m lengde i øvre del av sjakten. En vellykket utslagssalve ble skutt natt til 17. desember 1997.

Som tidligere nevnt var det antatt en løsmassemektighet på ca. 1 m over utslagsstedet. Nærmere undersøkelser med dykkere etter at utslaget var tatt, viste en løsmassemektighet på fra

I til ca. 3 m. Størst mektighet var det i overkant av utslaget. Da utslaget lå i en forholdsmessig bratt skrent (ca. 270), førte dette til stadige ras ned i sjakten.

For å hindre at ustabile dynn- og bunnsedimenter raste ned i sjakten og for å gi dykkerne sikre og gode arbeidsforhold, ble det laget en hesteskoformet spuntvegg i stål med spuntnåler av tre. Denne ble fløtet ut og plassert rundt utslaget.

Spuntveggen ble forankret i borstål som var boret gjennom før utslaget ble skutt, og bolter montert av dykkerne etter hvert som massene ble spylt bort. Nålene ble deretter en for en slått ned med slegge samtidig som det ble spylt rundt hesteskoen for å få den til å "sette seg". På de partiene med størst løsmassemektighet ble nålene av tre skiftet ut med nåler av u-profil stål. Deretter ble løsmassene innenfor spuntveggen spylt ned i sjakten. Til slutt ble område mellom spunt og sjakt tildekket med filterduk for å redusere oppvirvling av dynn og andre partikler.

Etter at de spylbare massene var fjernet, ble alt løst rundt sjaktåpningen spettet bort. Før dykkerne kunne bevege seg nedover i sjakten for å etablere underforskalingen til røret, måtte de usikrede partiene øverste i sjakten sikres. Bolter ble satt ned på toppen rundt hele sjakten. Deretter ble det montert steinsprangnett som ble rullet ut og boltet fast nedover i sjakten. Nettene ble sydd sammen med wire. Meget dårlig sikt bidro til at dette ble et tidkrevende arbeid.

Etter at sjakten var ferdig sikret, ble underkantforskalingen til røret montert i de tidligere oppborede hullene. Utløpsrøret ble deretter heist ned og plassert over forskalingen i sjakta. Det hadde da gått 4 måneder siden utslaget ble skutt.

Innstøpingen av røret skulle foregå fra tunnelen ved at betong ble pumpet opp i forskalingen gjennom det innstøpte støperøret. Det viste seg snart at støperøret var blitt så skadet da utslaget ble skutt, at det ikke kunne benyttes. Støpingen ble derfor foretatt fra dykkerskipet. Betongen ble fraktet ut til dykkerskipet i tobber, og ble derfra pumpet ned i sjakten. Dette fungerte meget bra.

Så ble den øverste delen av røret montert, lokk ble påsatt, og område bak betongpluggen kunne tømmes for vann. Porten i betongpluggen ble åpnet, og noe av den nedspylte massen ble kjørt/pumpet ut. Deretter ble portbladet sveist og boltet fast i åpen stilling slik at det ikke skulle klappe igjen når tunnelen ble satt i drift.

Under drift er vannhastigheten i tunnelen veldig liten, ca. 1m/s, det ble derfor valgt å la kjørebanen på tunnelsålen ligge.

Da alt utstyret var fraktet ut av tunnelen, ble fyllerøret i utløpsrørets lokk åpnet, og en kontrollert vannfylling av tunnelsystemet ble gjennomført. Etter at tunnelsystemet var fylt opp, ble lokket demontert og tunnelen var klar til bruk 6. juni 1998. Dette var ca. et år etter opprinnelig plan.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

SKYTEBASEN SOM STRAFFEOBJEKT

Advokat/anleggsingeniør Erling M. Erstad

I. INNLEDNING.

1.1 Aktuell lovgivning:

- *Lov om eksplosive varer, 14. juni 1974, nr. 26.*
- *Straffeloven, 22. mai 1902, nr. 10.*
- *Lov om skadeserstatning, 13. juni 1969 nr. 26.*

1.2 Nærmere om lov om eksplosive varer:

- *Lovens tilblivelse.*
- *Fragmentarisk oppbygging.*
- *Forskrift om bruk av sprengstoff av 17. november 1981.*
- *Loven og forskriften foreldet?*

2. Straffeplassering.

2.1 Annen lovgivning:

- *Virksomheten i sentrum.*
- *Ansvar fordelt på alle aktørene.*

2.2 Ansvar ved sprengningsuhell:

- *Virksomheten.*
- *Konsulenter/prosjekterende.*
- *Skytebas.*

2.3 Rettspraksis ved sprengningsuhell:

- *Skadeserstatning.*
  - *Rystelser*
  - *Sprut.*
  - *Forstukning.*
- *Strafferettslig.*
- *Oppreisning.*

3. Avslutning.

- *Behov for lov- og forskriftsendring.*
- *Samspill mellom aktørene.*
- *Byggherrens posisjon.*

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Bruk av eksplosiv vare – er regelverket godt nok?

Avdelingsdirektør Terje Olav Austerheim
Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE)

Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE) har registrert en uheldig utvikling i sprengningsbransjen hva angår oppfølging av regelverket for sprengningsarbeider. Stadig skjer det ulykker som synes å ha sammenheng med måten arbeidene planlegges og utføres på.

Blant annet framkom det i en rettssak for en tid tilbake synspunkter som reflekterte såkalt "bransjepraksis" som etter DBEs oppfatning er i strid med gjeldende regelverk. Retten ga på basis av dette tilsynsmyndigheten kritikk for manglende veiledning og oppfølging.

DBE inviterte i juni d.å. representanter fra bransjeforeninger, partene i arbeidslivet og de største aktørene som er med på å påvirke utviklingen av sikkerhet ved sprengningsarbeid og praktisering av regelverket, til et møte for å følge opp dette i forhold til bransjen.

Som et resultat av dette møtet etablerte DBE et utredningsprosjekt med følgende mandat:

1. Gå gjennom gjeldende regelverk for bruk av eksplosiv vare og utarbeide forslag til utdypende veiledningstekst.

2. Drøfte ansvarsplasseringen sett i forhold til bruk av eksplosiv vare, også i forhold til tilgrensende regelverk så som arbeidsmiljøloven, plan- og bygningsloven og internkontrollforskriften.

3. Se på koblingen mellom bruk og oppbevaring av eksplosiv vare.

4. Utarbeide et problemnotat med vurdering av behov for eventuelle forskriftsendringer både på kort og lang sikt.

Deltagerne på ovennevnte møte ble invitert til å delta i en referansegruppe. Utredningen skal være sluttført innen 1. november 1999.

Resultatet fra utredningen vil bli presentert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Bømlafjordtunnelen - erfaringer med intelligent ventilasjon

Jan Lima — Statens vegvesen Vegdirektoratet
Mona Løvås
Bjarte Aga
Øystein Birkeland — Statens vegvesen Hordaland

Sammendrag

Intelligent tunnelventilasjon i byggefasen (ITV) startet i august 98 og blei avsluttet i september 99. Prosjektet var organisert som en OFU-kontrakt mellom Statens vegvesen Vegdirektoratet, Statens vegvesen Hordaland, Protan as og SND. Telenor er valgt som underleverandør til styringssystem. Hovedmålet med prosjektet er å utvikle et totalkonsept som vil bidra til kostnadseffektivisering, samt forbedring og dokumentasjon av arbeidsmiljø. Prosjektet bruker egenregistuffen på Bømlafjordtunnelen som testarena.

Konseptet spenner fra å utvikle nye dukmaterialer, nye skjøteløsninger og opphengssystemer til registrering og styring av ventilasjonsvifter etter datainformasjon.

Statens vegvesen bidrar i prosjektet med innsats fra Vegdirektoratet, Vegkontoret i Hordaland og anlegget. Innsatsen spenner fra planlegging og prosjektstyring til bygging av løsninger og montering av nye dukløsninger i tunnelen.

Ved å forbedre viftestyring og duk, vil vi øke fleksibiliteten på valg av utstyr og drivemetode uten å gå på bekostning av arbeidsmiljøet. Vi kan velge utstyr og metoder som vi mener er optimale. At viftestyring og redusert friksjon i duken gir oss reduserte strømkostnader er underordnet.

Konseptet som er valgt i Bømlafjorden egner seg spesielt for tunneler med store ventilasjonsbehov. Deler av resultatene kan og vil bli brukt av Statens vegvesen tunnelproduksjon og av entreprenører som driver tunneler for Statens vegvesen. Vi ønsker å være pådriver i utvikling av norsk tunneldrift.

Summary

Triangle Link

In December year 2000 the Triangle Link will provide the island municipalities Bømlo, Stord and Fitjar with a permanent road connection with Sveio Municipality on the mainland.
The owner, Public Roads Administration, Hordaland County is responsible for the planning, project design, construction management and project supervision. Construction work is being performed by direct labour by the Administration and contractors.

The Bømlafjord tunnel is a subsea rock tunnel linking Føyno to Sveio.

- Length: 7830 meters.
- Cross section: 80 m^2.
- Maximum grade is 8,5 %.
- Lowest point: 260 meters below the water surface.
- The Public Roads Administration executes the construction work at the face from Sveio. From the Sveio side, 4205 meters of the tunnel is excavated.

Electrical loading
- In order to reduce toxic fumes, an electrical excavator of 70 tons is used to load the rock pile.
- High capacity loading.
- May also use diesel engine (during transportation).

Emulsion explosives
- In order to reduce toxic fumes caused by blasting, an emulsion explosive, SSE is used.
- Emulsion explosives result in a considerable better working environment, especially for the toxic fumes NO_2 (1/25 of Anolit/Anfo) and CO (2/3 of Anolit/Anfo).

Tunnel ventilation during construction
- Powerful fan, 2 ventilation ducts - capasity of 100 m^3 pr. second.
- Removes quickly explosive fumes from the face.
- When using electrical excavator and emulsion explosives, the most important task of the ventilation system is to dilute and remove toxic fumes from the articulated trucks.

A ventilation control system is developed. Purpose control system:
- Ensure proper working environment.
- Saving energy costs.
- Document toxic fumes concentration in the tunnel.

Bømlafjordtunnelen

Trekantsambandet

Trekantsambandet gir øykommunene Bømlo, Stord og Fitjar vegforbindelse til fastlandet ved årsskifte 2000 / 2001. Øysamfunnet har vel 30 000 innbyggere, og den avløser ferjesambandene Sagvåg-Siggjarvåg, Skjersholmane-Utbjora, Skjersholmane-Valevåg og Mosterhamn-Valevåg. Veganlegget vil redusere reisetida for gjennomgangstrafikken på E39 med en halv time.

Statens vegvesen Hordaland står for planlegging, prosjektering, byggeledelse og kontroll av prosjektet. Arbeidet utføres av Statens vegvesen Hordaland i egenregi og av private entreprenører.

Prosjektet omfatter Bømlafjordtunnelen på 7830 meter, hengebru Digernessundet på 1067 meter, Spissøysundet på 990 meter og 21,5 km veg i dagen. Anlegget er beregnet å koste ca. 1800 mill kr. Trekantsambandet hadde anleggstart våren 1997.

Bømlafjordtunnelen er en undersjøisk tunnel som knytter sammen Føyno til Sveio. Tunnelens lengde er 7830 meter, den vil ha 3 kjørebaner, tunnelen er drevet med et tverrsnitt på ca. 80 m^2, maksimal stigning er 85 ‰. Tunnelens laveste punkt er 260 meter under havoverflata. Gjennomslag i Bømlafjordtunnelen blei markert 2. september 1999.

Stuff Sveio

Statens vegvesen bygger 4205 meter av Bømlafjordtunnelen fra Sveio. Det er synkdrift ned til 260 meter under havet, 300 høydemeter lavere enn påhugget.

Oppfølging av arbeidsmiljøet utføres av HMS-/vernetjenesten i Hordaland gjennom blant annet fullskiftsmålinger av arbeidstakerne. Som supplement foretar skiftoppsynet gassmålinger med bærbare måleinstrument. I perioden som ITV var installert blei det også foretatt stasjonære gassmålinger ved stuff og ved påhugg. Studentene Tom Staavi og Ole Johan Sæverås ved Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU foretok supplerende gass- og støvmålinger sommeren 99.

For tunneldriften er det valgt effektivt og rasjonelt utstyr. Dette krever store mengder med friskluft.

Med valg av blant annet AMV fulldatarigg, Slurry sprengstoff, elektrisk Brøyt, 35 tonns dumpere, elektrisk sprøyterigg var det klart hva som var den største forurensningskilden - inntil 13 dumpere i krabbefart opp inntil 300 høydemeter.

Det blei satset på kraftig ventilasjonsanlegg. Det mest effektive i Bømlafjorden var blåsende ventilasjon. Blåsende ventilasjon egner seg bra når forurensningskildene er spredt over et stort område.

Miljøfokus

- Slurry - emulsjonssprengstoff som gir markert mindre giftige gasser enn Anfo.
- Elektrisk lasting med dieselelektrisk Brøyt.
- Kraftig ventilasjon.
- Det er drevet 4205 meter tunnel uten skader med fravær. H-verdi = 0 etter 140 000 timer.
- Store stygge (miljø)ulven: Dumpere (inntil 13 stk).

Bakgrunn for FOU-prosjektet

Problemstilling Bømlafjordtunnelen

- Dyp og bratt tunnel.
- Kraftig vifte AL17/2x250kW, 2 stk 2,0 meters duker. Beredskap for å sette inn ekstra vifte dersom arbeidsmiljøet blei for dårlig.
- Ønske om å dokumentere at det var valgt riktig løsning og eventuelt hva som bør gjøres annerledes på neste prosjekt.
- Stort potensiale i strømsparing.
- Bevissthet rundt arbeidsmiljøet, sette fokus.

Organisering av FOU-prosjekt

Prosjektet var organisert som en OFU-kontrakt mellom Statens vegvesen Vegdirektoratet, Statens vegvesen Hordaland, Protan as og SND. Telenor er valgt som underleverandør til styringssystem. Argo/Sihcon og BBU bidro også i prosjektet.

Oppgave

Hovedmålet med prosjektet var å utvikle et totalkonsept som ville bidra til kostnadseffektivisering og forbedring av miljø og sikkerhet.
Hovedelement i prosjektet har vært definering av kravspesifikasjoner, utvikle nytt koblings- og skjøtesystem for ventilasjonsduk, utvikle nytt opphengssystem for duken, forskning og utvikling av nye typer tekstiler og belegg i duken, utvikling og tilpassing av registrerings- og styringssystem, salgs- og presentasjonsmateriell og utvikling av support- og servicesystem for driftsfasen.

Konseptet spenner fra utvikling av nye dukmaterialer, nye skjøteløsninger og opphengssystemer til registrering og styring av ventilasjonsvifter etter datainformasjon.

Utviklingen har foregått i tre faser. Fase 1 planlegging, kravspesifikasjoner, fase 2 utviklingsaktiviteter , bygging av prototyper og fortesting og fase 3 fullskalatesting, markedspresentasjon og dokumentasjon.

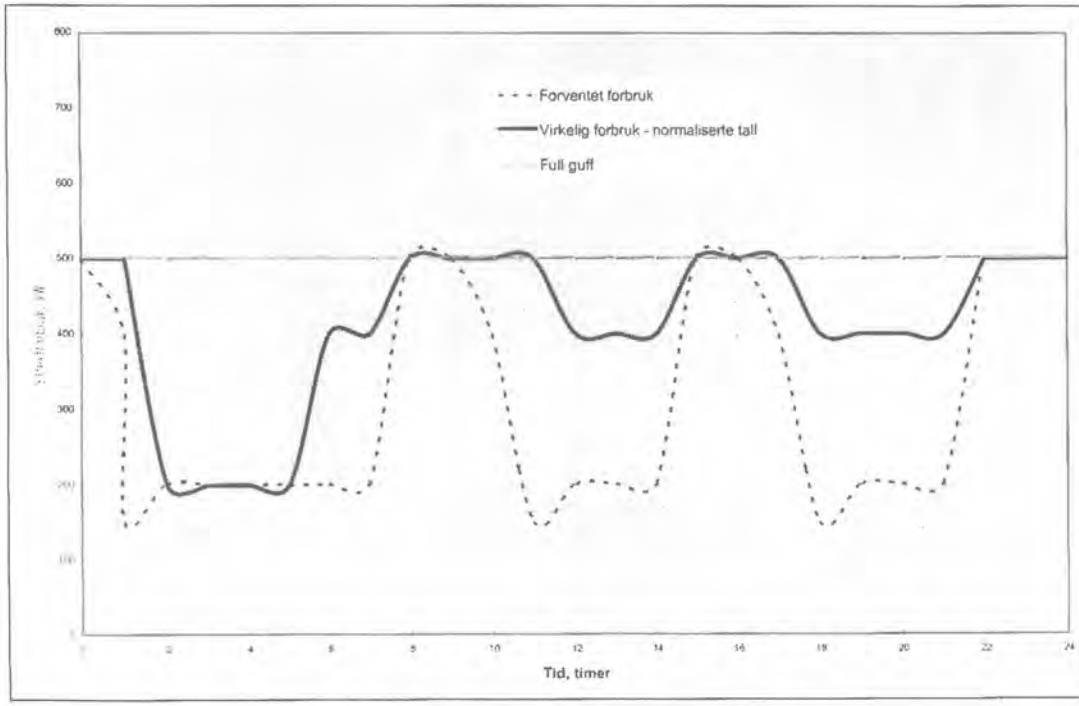
Konseptet bygger på bruk av kjent teknologi som videreutvikles og tilpasses bruksområdet.

Dokumentasjon

Skjermbildet til høyre viser registreringspunktene i tunnelen og status for disse. På PCen på anleggskontoret er det bilder for oversikt over systemet med innkoblede registreringspunkt, måleverdier for gass og luft ved stuff, måleverdier for gass og luft ved tunnelpåhugg, alarmbilde (gassverdier over grenseverdi og systemfeil), styringsparametre for viftene, PLS, trendkurve for vifter, trendkurve for gass og luft. Som dokumentasjon av målinger ligger skjermbilder vedlagt.

Montering av registrerings- og styresystemet på blei foretatt i april 99 i Bømlafjorden. Systemet var da på forhånd prøvemontert og testet. Da systemet blei montert var tunnelen drevet over 3 km (75 % av tunnelen var ferdig drevet). Mulighetene til å spare strømkostnader på slutten av en tunnel er mindre enn i begynnelsen.

Grafen under viser potensialet i reduserte strømkostnader for Bømlafjordtunnelen. Tallene er representative for 3 km tunnellengde. "Full guff" tilsvarer at viftene går på full effekt døgnet rundt. Forventet forbruk tilsvarer potensialet i viftestyringssystemet. Dette tilsvarer ca. 600000 kr pr. år. Virkelig forbruk - normaliserte tall viser hva vi fikk ut av systemet på Bømlafjorden. Dette tilsvarer ca. 250000 kr pr. år.



Oppbygging av registrerings- og styringssystem

Systemet baserer seg på et trådløst styre- og registreringssystem i tunnel for tale og innhenting av måledata. På bakgrunn av måledata styres viftene ut fra gitte kriterier med hensyn til arbeidsmiljø og økonomi. Anlegget styres fra en hoved PLS plassert i kontainer utenfor tunnelmunning. Hoved PLS er forbundet med en PC på anleggskontoret via fiberkabel. PC på anleggskontoret logger og presenterer alle hendelser.

Ved stuff (150 - 600 meter fra stuff) er det plassert en målekontainer. Kontaineren inneholder slave PLS og radioutstyr for overføring av data. På kontaineren er det montert måleutstyr og antenne for radio.

Ved tunnelmunning (150 meter inn i tunnelen) er det plassert et måleskap.

Måleopplegg gass

I tunnelen er det plassert stasjonære måleapparater to ulike steder; en ved stuff og en 150 m fra påhugget. Måleapparatene har elektro-kjemiske måleceller.

I måleskapet 150 meter fra påhugg er det plassert sensorer for nitrogendioksid (NO_2) og karbonmonoksid (CO). Målecellenes kontakt med tunnelatmosfæren skjer gjennom innsug på undersiden av skapet. De er på denne måten relativt godt beskyttet mot sølesprut og annen skadelig påvirkning.

I nærheten av stuff er det plassert en kontainer med gassensorer som måler NO, NO_2 og CO. Disse sensorene er montert på utsiden av kontaineren. Kontaineren flyttes etter stuffen og har i Bømlafjordtunnelen stått mellom 150 og 600 m bak stuff. Noe fast intervall for flytting av kontaineren er ikke praktisert. Gasskonsentrasjonen ved stuff har i praksis ikke vært bestemmende for regulering av viftene, slik at nytten av periodisk flytting ville være begrenset.

Bærbare måleinstrument

Som supplement og kontroll av de stasjonære måleinstrumentene er det blitt gjennomført gassmålinger med bærbare gassmålere. Gassmålerne logger gassnivå for NO_2 og CO.

Målenøyaktighet - gassmålere

Sammenligning av bærbare måleinstrument

Under målingene har vi benyttet tre bærbare måleapparat, to av typen Metrosonic 7400 og ett av typen Metrosonic 7440. Tabellen under viser forskjellen i målt verdi mellom instrumentene. Gasskonsentrasjonene tilsvarer maksimalkonsentrasjonen i skytegassproppen 150 - 600 meter fra stuff ved ca. 4 km tunnellengde.

	Instrument 7400-1	**Instrument 7400-2**	**Instrument 7440**
CO-konsentrasjon	160 ppm	155 ppm	140 ppm
NO_2-konsentrasjon	0,8 ppm	0,6 ppm	0,5 ppm

Trendkurvene mellom de forskjellige apparatene er like både for CO og NO_2 konsentrasjoner. Forholdet mellom differansen i verdiene er også like og viser ingen tegn til større eller mindre variasjon ut fra størrelsen på verdiene.

Sammenligning av stasjonære og bærbare måleinstrument

Målinger utført med bærbare instrument er blitt sammenlignet med stasjonære målere. Gasskonsentrasjonene tilsvarer maksimalkonsentrasjonen i skytegassproppen 150 - 600 meter fra stuff ved ca. 4 km tunnellengde.

CO-konsentrasjon	**Instrument 7400**	**Stasjonær måler**	**Differanse**
Måling 1	150 ppm	124 ppm	21 %
Måling 2	138 ppm	112 ppm	23 %
Måling 3	165 ppm	135 ppm	22 %
Måling 4	157 ppm	128 ppm	23 %

CO-konsentrasjon	**Instrument 7440**	**Stasjonær måler**	**Differanse**
Måling 1	133 ppm	131 ppm	1,5 %
Måling 2	130 ppm	120 ppm	8,5 %
Måling 3	138 ppm	128 ppm	8 %
Måling 4	130 ppm	99 ppm	31 %
Måling 5	90 ppm	83 ppm	8,5 %
Måling 6	85 ppm	84 ppm	1 %

Av dette ser vi at måler 7440 har verdier som er nærmere de stasjonære enn dem 7400- målerene har. 7400-målerne har et gjennnomsnittlig avvik fra de stasjonære på 23 %, mens 7440- måleren kun har et gjennomsnittlig avvik på omlag 10 %. Dette til tross for en måling som skilte seg ut med meget stort avvik. Et slikt stort avvik kan ha flere årsaker, men en grunn kan være at en maskin har stått i nærheten og kun påvirket den ene måleren. De transportable målerne var ikke plassert nøyaktig samme sted som følerne for den stasjonære måleren, men 1-2 meter unna. Hvilke av disse gassverdiene som er mest korrekt er umulig å fastslå, men med tanke på ventilasjonssystemet har det liten betydning.

NO_2 konsentrasjonen er også avgjørende for tunnelventilasjonen på samme måte som CO-konsentrasjonene. Ved munningen av tunnelen er det utført to slike målinger. Disse målingene er kun utført med apparatet 7440 i tillegg til stasjonær måler. Resultatene viser at avvikene i NO_2 konsentrasjonene er store fra de transportable til de stasjonære målerne. For toppverdiene er dette en forskjell på over 150 %, noe som må sies å være alt for mye. Over tidsperiode på to timer viser de to målerne en forskjell på rundt 100 %. Dette bekrefter at målinger av konsentrasjoner av NO_2 med elektrokjemiske instrument er svært vanskelig og kan gi uriktige opplysninger om de faktiske forhold i tunnelen.

Det er viktig å være klar over begrensningen systemet har på grunn av unøyaktige gassmålinger. Kalibreringsrutiner og kontroll med flere måleinstrument på samme målepunkt er viktig.

Vi målte NO i tillegg til NO_2 for å kontrollere og sammenligne resultatne. De målte NO konsentrasjonene var så lave at disse ikke var egnet til å si noe om NO_2 konsentrasjonen.

Mål som ikke blei oppfyllt

Vi lyktes bare å hente ut deler av det store potensialet i strømsparing. Hovedgrunnen til dette var at registrerings- og styresystemet blei montert 1 år for seint i forhold til framdriften i tunnelen.

Gasskonsentrasjon i tunnelen var høyere enn grenseverdi. I periodene som det blei målt konsentrasjoner over grenseverdi var det ikke folk i tunnelen (ikke "innåndingsluft"). Målinger i dumpeme som kjørte gjennom tunnelen i samme periode viste gasskonsentrasjoner under grenseverdi.

Ventilasjonsduk

Protan har utviklet en duktype 66/98FR av nytt materiale som er testet i prosjektet. Duken har sammen med LP-koblingsringer fungert meget bra. Utvidelsen av duken ved høye trykk er redusert betraktelig i forhold til den tradisjonelle duken. Omtrent halvparten av duken som er levert til tunnelen er av ny type.

Skjøteløsningen som skulle utvikles har vist seg mer vanskeligere enn forventet. Leverandørene av skjøteløsning i plast har ikke utviklet tilfredsstillende skjøteløsninger i prosjektet. Arbeidet med dette er trukket ut av prosjektet og Protan vil fortsette etter at prosjektet er avsluttet. Nytt opphengssystem baserer seg på samme prinsipp som skjøteløsningen. Det er heller ikke utviklet nytt opphengssystem.

Kommunikasjonssystem

Kommunikasjonssystemet baserer seg på et trådløst styre- og registreringssystem for innhenting av tale og måledata. Systemet sender på UHF lavbånd, frekvens 148,730/,370 Mhz. På Bømlafjorden er det plassert en sender på utsiden av tunnelen, og en base/link ca. 2 km inn i tunnelen.

I kommunikasjonssystemet er det lagt inn en ekstra funksjon for "alene-arbeider i tunnelen".

Håndapparatene er brukervennlige med stort opplyst display, og knapper som kan betjenes med "hanskekledd hånd". Nødknapp er plassert i bunn av antenne slik at denne er lett å finne uten å måtte se på radioen. Ved nødanrop kommer navn på radio som har sendt nødanrop fram i display på alle radioer.

Ved overstyring av automatikken, skjer styring av vifte manuelt fra håndapparat, med enkle funksjoner. Tilbakemelding fra brukere er at systemet fungerer meget bra og at håndapparatene fungerer bra for bruk i tunnel.

Systemet har ledig kapasitet for eventuell utbygging av tilleggsfunksjoner.

Videre arbeid

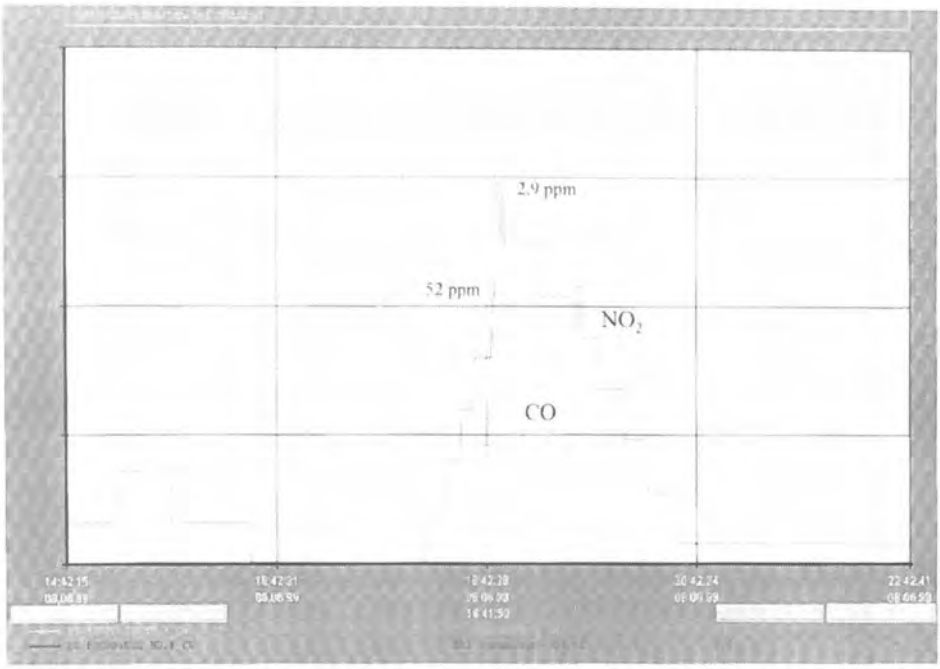
Prosjektet er avsluttet, men partene diskuterer en videreføring. Utstyret for viftestyring er rigget ned fra Bømlafjorden. Det vil bli montert i Baneheiatunnelene.

Erfaringer fra prosjektet tilsier at bærbare gassmålere bør kobles til databasen for å få en mer komplett og samlet dokumentasjon av arbeidsmiljøet i tunnelen. Et mer omfattende måleopplegg for trykk i duken vil kunne gi en bedre tilstandsrapport om behov for reparasjoner av duken. Støvmålere koblet til registrerings- og styresystem vil gi et mer komplett bilde av arbeidsmiljøet i tunnelen.

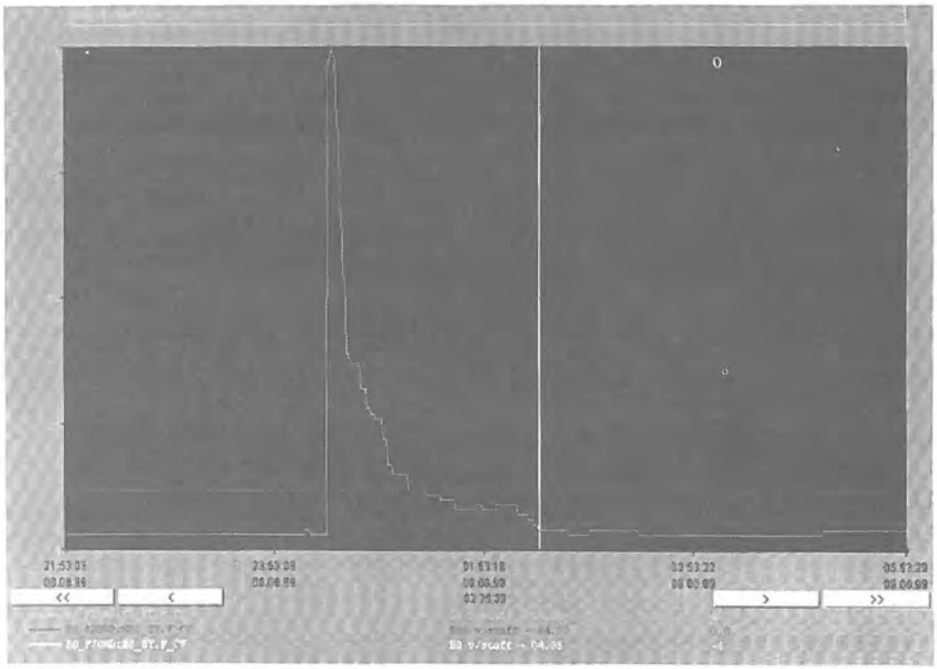
For å bedre arbeidsmiljøet i tunneler som Bømlafjordtunnelen kan rensing av avgass fra dieselmaskiner være aktuelt.

Referanser

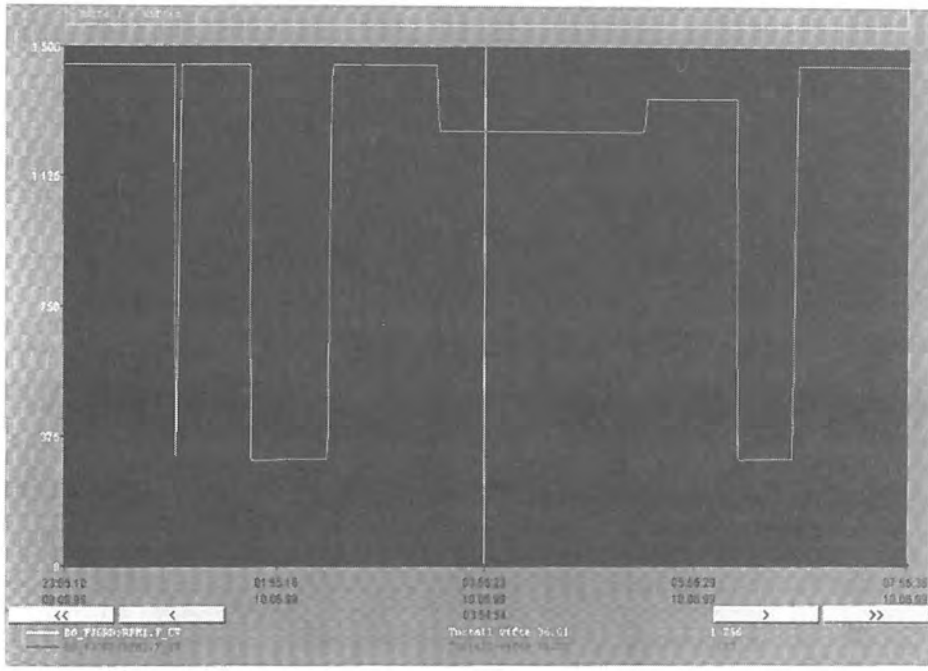
1. Notat (del av hovedoppgave) ved IBA, NTNU - Tom Staavi og Ole Johan Sæverås
2. Prosjektdokument - Intelligent tunnelventilasjon i byggefasen



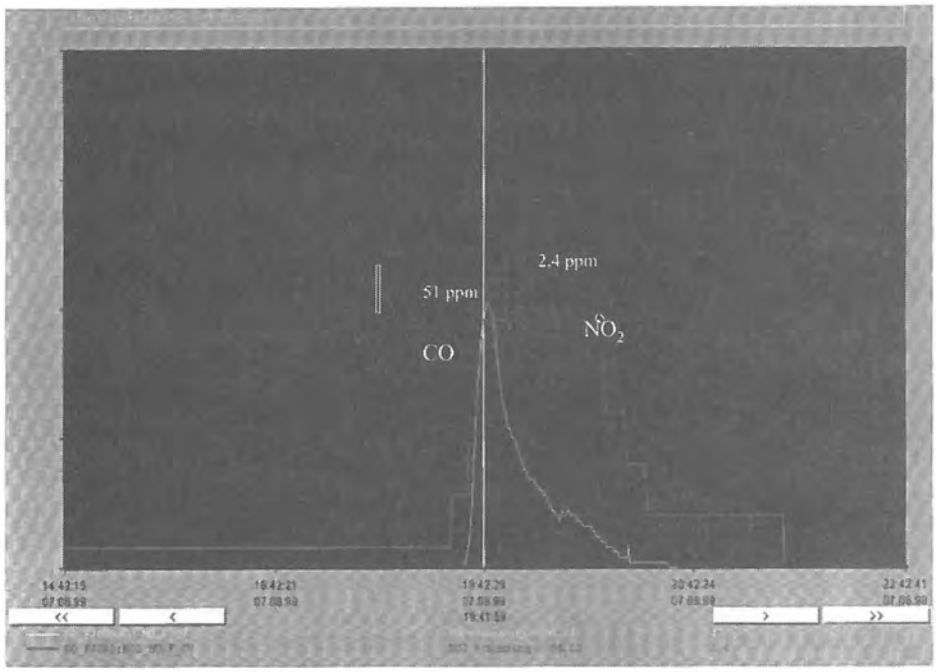
Vedlegg 1 Gasskonsentrasjoner ved munning 8. juni kl 1442 - 2242, varierer 0 - 52 ppm for CO og 0 - 2,9 ppm for NO_2. Målingen er foretatt 150 meter inn i tunnelen. Skytegassproppen med sin maksimalkonsentrasjon på CO kommer ca. ½ time før maksimal NO_2 konsentrasjon (eksos).



Vedlegg 2 Gasskonsentrasjoner ved stuff 8. juni kl 2153 - 9.juni kl 0553, varierer 0 - 100 ppm for CO og konstant på 0,6 ppm for NO_2. Målingen er foretatt 150 - 600 meter fra stuff. Salva har gått kl 0030. Skytegassproppen med sin maksimalkonsentrasjon på CO er markert. NO_2 konsentrasjon ved stuff på ca. 0,5 ppm var typisk.



Vedlegg 3 Turtall vifte 9.juni kl 2355 - 10.juni 0755, varierer mellom 300 og 1450 rpm.



Vedlegg 4 Gasskonsentrasjoner ved munning 7. juni kl 1442 - 2242, varierer 0 - 51 ppm for CO og 0 - 2,4 ppm for NO_2. Målingen er foretatt 150 meter inn i tunnelen. Skytegassproppen med sin maksimalkonsentrasjon på CO kommer ca. ½ time før maksimal NO_2 konsentrasjon (eksos).

NYE KALKSTEINSGRUVER I VELFJORD

Prosjektansvarlig Dagfinn Kleppe, Brønnøy Kalk A/S

Ærede forsamling.

For å få en sammenheng i hvorfor det er foretatt så store investeringer i Velfjord- ca 3mil fra Brønnøysund, mot Tosbotnen- må vi se på det som har skjedd på foredlingssiden ved fabrikken til Hustadmarmor – Elnesvågen. ca. 2 mil fra Molde.
Det var en gang ! Bilde fra fabrikken i 1962 – produksjonen var da liten og gikk til landbruksformål.
I dag produseres fyllstoff til papirindustrien- årsvolum ca. 2.500.000.- tonn - bilde fra fabrikken.
Råstoffet kommer fra lokale gruver og fra Velfjord – bilde.
Veksten i investeringer og produksjonsvolum har vert store- grafisk oversikt.
Prosessen består i nedknusing/ mikronisering av kalkstein ned til 4/10.000 mm – bilde.
Produktet brukes som fyllstoff til kvalitetspapir- for de beste kvaliteter er opp til 40 % av vekten kalk- bilde.
Det ferdige produkt eksporteres flytende med tankbåter til papirfabrikker i Europa – bilde.

Kalksteinsdrifta i Velfjord er ikke av ny dato, men det har bare vært drift i mindre omfang tidligere.
Kalkresursene er imidlertid store. men det er liten høyde slik at mye av kalken må drives ut som underjordsdrift- bilder.

Hustadkalk A/S eier i dag to firmaer i Velfjord.

Nork Marmor A/S som drives fra Hommelstø med utskiping til Velfjord og Brønnøy Kalk A/S som drives med utskiping til Ursfjord- innspart transporttid blir ca. 5-6 timer- bilde.

Hustadkalk A/S kjøpte Norsk Marmor A/S i 1991- første prøvelast ble tatt ut da-ca. 15.000.-tonn.
I 1999 forventes produksjonen å ligge på ca 1.000.000.- tonn- bilde.
Antall sysselsatte er ca. 65, i tillegg kommer innleide entreprenører.

Prosessen i Velfjord består i nedknusing av kalksteinen til under 300 mm
Massen lastes på egne båter via tunnelmatere og band- bilde.

Brønnøykalk A/S sitt anlegg ble påbegynt i 1997, og anlegget består av tunneler, knuseverk lagerområder med tilhørende utskipingsanlegg- bilder.
Knuseverket er en Nordberg 160/130-tidligere brukt på Gardermoen-bilde.
Tunnelsystemet består av 3 tunneler- 800m-400m-3600m-bilde.
Tunnelene er drevet av heholdsvis Målselv Anlegg A/S og SRG – bilde.
Lasteanlegget er dimensjonert for lasting av 3000 tonn/ time- fra 9 tunnelmatere-bilde.
Skipslasteren er dimensjonert for å ta båter opp til 30000 tonn lastekapasitet – bilde
Den lange tunnelen kommer opp i dagbruddet på Akselberg- bilde.

I tunnelsystemet er det bygget slambaseng for vannbehandling- det er også bygget verksted inne i fjellet-bilde.

Som en del av avtalen mellom fylkes.komm. og bedrift/kommune har selskapet deltatt i utbedring av fylkesveinett- bilde.

Det har vært problemer med kulturmyndighetene omkring påståtte kulturminner-bilde.
I denne forbindelse har bedriften fått et forelegg fra Økokrim- kr 500,000.- som er påanket-bilde.

Et hett tema i Brønnøysund er spørsmålet om eiendomsskatt- og beskatning av resursene.
Her er bedriften ilagt eiendomsskatt for ikke uttatte resurser som eies av private grunneiere der bedriften skal betale tonnøre etter uttatt masse- bilde.

Hva er så erfaringen fra en så stor etablering i Nordland ?
Jo det en med sikkerhet kan si er at det er stor avstand mellom liv og lære-
Flotte planer om næringsetablering drukner fort i iveren etter å detaljstyre etter et regelverk.
Det betyr i praksis at en etablerer ikke kan stole på at en fylkesplan som sier at bergverk er et satsingsområde i praksis betyr at en kan forvente å få hjelp til en slik etablering.
Tvert imot kan en forvente å møte personer i de samme etater som aktive motstandere av etablering av nye arbeidsplasser selv om politiske målsetninger er det helt motsatte.

Takk for oppmerksomheten !

Dagfinn Klippe

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

FORBEDRING AV HMS-ARBEIDET I BERGINDUSTRIEN

Dr.ing. Bodil Alteren
SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk

SAMMENDRAG

Det finnes et klart potensiale for forbedring av HMS-arbeidet ved bergarbeider. Foredraget presenterer en metode som fokuserer på å synliggjøre dette potensialet. Sikkerhets Element Metoden (SEM) framstiller HMS-arbeidet (helse-, miljø- og sikkerhetsarbeidet) i trappetrinn, hvor forbedringer må skje trinn for trinn. SEM arbeider for å oppnå en felles forståelse i bedriften med hensyn til hvilke forbedringer man skal gå inn for og gjennomføre. Formålet med SEM er intern gjennomgang av bedriftens HMS-arbeid for å bestemme dagens ståsted, hvordan man er best tjent med å ha det, samt utarbeide tiltak for forbedringer. Målet er å forbedre kvaliteten på bedriftens HMS-arbeid for å oppnå bedre sikkerhet for personell, materiell og eksternt miljø. Metoden er utviklet av representanter fra bergindustrien i samarbeid med ekspertise innen sikkerhetsledelse. Utviklingsarbeidet er ledet av Bodil Alteren, og hun har også testet metoden i fire bergverk som del av et doktorgradsarbeid.

Metoden skaper godt samarbeid mellom ledere og øvrige medarbeidere, og har vist seg å øke forståelsen og enigheten om felles problemområder og hvordan man skal oppnå forbedringer. Deltakerne har satt stor pris på dette. De interne gruppene gjorde realistiske vurderinger av sin egen situasjon, og utarbeidet gode og langsiktige tiltak. Én av bedriftene har kommet så langt at antall skader og antall fraværsdager (pga skader) er betydelig redusert.

1 INNLEDNING

Bergindustrien er den industrigruppen som kommer dårligst ut i Norge mht personskader. Bergverksdrift har i gjennomsnitt en skadehyppighet på ca. 30 fraværsskader per million arbeidstimer (Alteren, 1999). Det betyr at en bedrift med 100 ansatte vil ha ca. 5 skader med fravær per år. De skadene som rapporteres er samtidig ofte de mer alvorlige. Prosessindustriens Landsforening (PIL, avdeling i NHO) har registrert at blant deres bedrifter var det i 1997 i gjennomsnitt 17 dager sykefravær per registrerte skade (Alteren, 1999). Dette er et relativt høyt antall fraværsdager per skade, noe som indikerer at alle skader ikke rapporteres og registreres.

Statistikken forteller også at norsk bergindustri med sine ca. 4300 ansatte vil ha 1,1 dødsulykke per år (Alteren, 1999). Svensk og finsk bergindustri kommer atskillig bedre ut, med henholdsvis 0,6 og 0,8 dødsulykker ved det samme antallet ansatte.

Det er ingenting som tyder på at norsk anleggsindustri er noe bedre enn bergindustrien. De har imidlertid et dårligere registreringsgrunnlag enn industrien forøvrig, både mht antall arbeidstimer og ulykker (NOU, 1992:20 (Norges Offentlige Utredninger)). Derfor kan deres skadefrekvenser i enkelte statistikker tilsynelatende se bedre ut.

I samarbeid med ressurspersoner fra flere bergverk og faglig ekspertise innen HMS og sikkerhet er det utviklet et verktøy for forbedring av HMS-arbeidet i bergindustriens bedrifter. Verktøyet skal motivere til forbedringer og lede til positive tiltak og HMS-aktiviteter i organisasjonen. Verktøyet, som kalles Sikkerhets Element Metoden (SEM), er innført i fire norske bergverk. Parallelt med innføringen av SEM er det også foretatt en uavhengig ekstern kartlegging og analyse av bedriftenes HMS-arbeid og deres HMS-resultater. Dette viser i hvilken grad den interne vurderingen gjenspeiler de mer "objektive" forholdene. Bedriftenes oppfølging og forbedringsarbeid i form av aktiviteter og tiltak diskuteres også, og deltakernes erfaringer med og meninger om SEM presenteres.

Arbeidet har foregått innen NORMIN-programmets HMS-prosjekt.

2 SIKKERHETS ELEMENT METODEN (SEM)

Sikkerhets Element Metoden er utviklet for utarbeidelse av langsiktige målsettinger innen HMS i bedriftene, og for strategisk planlegging for å nå disse målene. Noen viktige spørsmål kan besvares gjennom SEM; Hvor bra gjør vi det i vår bedrift? Hvilke problemer har vi? Hvilke løsninger og tiltak skal vi velge? Hensikten er altså å finne ut hva som er bra innen HMS-ledelsen i bedriften, hva som ikke er det, og hva man kan gjøre med det. I prinsippet kan dette dermed sammenlignes med vurderingene man gjør under en vernerunde. Metoden er likevel annerledes, og tiltakene vil i hovedsak bli mer langsiktige.

HMS-arbeidet fremstilles som en trapp for å vise potensialet i HMS-arbeidet, ved at hvert "HMS-trappetrinn" bygger på og er en videre utvikling av det forrige trinnet. I praksis er verktøyet bygd opp av flere tabeller. Vertikalt presenteres de ulike elementene innen HMS-ledelse som skal vurderes. Horisontalt beskrives sikkerhetsstyringens status og utviklingspotensiale innen hvert element. Metoden presenteres her gjennom dens hovedtabell, se tabell 1.

Hovedtabellen består av seks prioriterte elementer, som gir en overordnet betraktning av HMS-ledelsen i bedriften. Disse hovedelementene er mål, ledelse, erfaringstilbakeføring, sikkerhetskultur, dokumentasjon og måltall. Til hvert av disse hovedelementene er det knyttet en bilagstabell som gir en mer detaljert behandling av faktorer (delelementer) innen samme område. I denne rapporten er kun hovedtabellen presentert. Hele metoden og dens framgangsmåte er presentert i en egen rapport (Alteren, 1996).

Ofte vil det være slik at en bedrift befinner seg på ulike trinn i utviklingen innen de ulike elementene. Resultatet av den interne vurderingen kan derfor brukes til å tegne opp bedriftens aktuelle sikkerhetsstyringsprofil slik tabell 1 viser. I tillegg til å vurdere hva som er dagens situasjon, skal også bedriften vurdere hva som er deres *ønskede* profil, dvs det sikkerhetsstyringsnivå man ser seg best tjent med. På de områder hvor ambisjonene er høyere enn dagens nivå, må det utarbeides og iverksettes en strategisk plan for hvordan dette kan oppnås. Metoden synliggjør således at det finnes et potensiale for utvikling. Og den synliggjør også at man selv kan påvirke hvordan en vil ha det, og være med på å "vedta framtiden".

Tabell 1 Sikkerhets Element Metoden, hovedtabellen. Figuren viser hvordan veien mot HMS-forbedringer kan fremstilles som en trapp, hvor enhver forbedring må ta utgangspunkt i og bygge på dagens aktuelle situasjon. Sikkerhetsstyringsprofiler basert på Bedrift B's egne vurderinger, er innlagt. Heltrukket linje angir dagens situasjon, stiplet linje angir det nivå man mener bedriften vil være best tjent med å nå. Når profilet er tegnet midt på et trinn, markerer dette at trinnet ikke er helt oppnådd

	Trinn 1	Trinn 2	Trinn 3	Trinn 4	Trinn 5
1. Mål	Mål mangler	Målet er oppfyllelse av lover og forskrifter	Ligger foran myndighetskrav.	Ligger foran myndighetskrav, og er like gode som de beste i verden	Arbeider for å påvirke og forbedre regelverk
2. Ledelse	Uforpliktende holdning til sikkerhetsarbeid fra ledelsen	Følger opp hendelser og ulykker Ofte kun lokal behandling av sikkerhetsproblemer Svak HMS-oppfølging får små følger	Systematisk sikkerhetsarbeid Det fokuseres mest på tekniske feil og menneskelige feilhandlinger Ledelsen er aktiv og engasjert i sikkerhetsarbeidet Brudd på HMS-instrukser medfører reaksjoner for alle	Sikkerhetsarbeid følges opp like nøye som produksjon og kvalitetsarbeid Helhetstenkning og gjennomført systematikk i sikkerhetsarbeidet. Sterkt fokus på organisatoriske og ledelsesbetingede faktorer. Aktiv søking etter bedre løsninger	Ledelsen viser stort engasjement for bedring av sikkerhetskulturen. Store ressurser brukes på sikkerhetsarbeid Ingen selvtilfredshet hos ledelsen Alle linjeledere er gode forbilder
3. Erfaringstilbakeføring	Enkel og tilfeldig erfaringstilbakeføring	Fører enkel statistikk og har enkle oversikter Forbedringstiltak er ofte kortsiktige	Grundige skadestatistikker. Avvikshandtering. Handlingsplaner og tiltak er utarbeidet. Tidsfrister holdes	*• Som trinn 3, pluss:* Farlige forhold avdekkes og forebygges kontinuerlig. (Har da ingen "trivielle" saker på vernerunder f.eks.) Grundig felles forarbeid for handlingsplanene. Tidsfrister holdes	*• Som trinn 4, pluss:* Omfattende, systematisk erfaringsutveksling med andre bedrifter Man er alltid "føre var", med få / ingen skader
4. Sikkerhetskultur	Idealet er å mestre farlige utfordringer	Har tilfeller der det gjøres lite *ekstra* for å sikre seg. Å arbeide raskt anses viktigere.	Opptatt av å sikre seg selv og andre, men noen ganger tas det sjanser Søker sikre arbeidsmetoder.	Sikker atferd er en selvfølge. Medarbeiderne søker hverandres erfaringer, og er forutseende hvor tidligere erfaringer ikke er kjente.	Alltid sikre arbeidsmetoder og sikker atferd, ingen brudd på rutiner Alle medarbeidere tar fullt og helt ansvar, deltar aktivt og arbeider for et miljø der skader og tap ikke oppstår.
5. Dokumentasjon	Liten grad av formelle rutiner	Tilfredsstiller minimumskravene	Dekkende dokumentasjon. Forbedringer som følge av revisjoner.	Dokumentasjonen er forenklet og hensiktsmessig. Standarder og prosedyrer er aksepterte og etterleves av de fleste.	Formaliseringer er alltid oppdaterte og levende i organisasjonen
6. Måltall	Har ingen måltall	Enkle statistikker for sykefravær og skader benyttes som måltall	Omfattende bruk av HMS-resultater og HMS-arbeid mht. måltall.	Samordnede forbedringsmål. Sammenheng pålitelighet for utstyr, materielle skader, personskader og andre tap synliggjøres gjennom måltall	*• Som trinn 4, pluss:* Har mottatt internasjonale utmerkelser for sitt HMS- og kvalitetsarbeid

Vurderingene vedrørende bedriftens sikkerhetsledelse skal gjøres av en gruppe av bedriftens medarbeidere, bestående av representanter fra ulike stillingsnivåer og med ulike funksjoner. Totalt kan gruppen bestå av 5-9 personer. I tillegg må det være en "agent" som leder møtene. Det kan gjerne være en overvekt på 1-2 representanter fra de ansatte i forhold til antallet linjeledere. Utarbeidelse av tiltakene som skal gjøre det mulig å oppnå målene, gjøres av den samme gruppen, eventuelt kan flere medarbeidere tas med. Metoden er konsensusorientert. Den samler personer fra ulike nivå i organisasjonen for å enes om framtidige mål og om tiltakene som skal føre dit. Dersom det i en bedrift imidlertid ikke skulle være mulig å oppnå enighet, vil metoden i såfall kunne fylle en annen viktig funksjon: Den vil bringe de ulike oppfatningene fram i dagen, og vil kunne være til hjelp i en intern dialog.

Det er bergindustriens representanter som har bestemt innholdet i metoden. De har valgt hvilke faktorer som skal inngå, og hvordan de skal behandles. Ut fra den nære sammenhengen mellom sikkerhet, kvalitet og produksjon er det lagt vekt på en helhetlig betraktning av organisasjonens prestasjoner og aktiviteter. Det er derfor i stor grad forhold av generell karakter som behandles gjennom verktøyet, og ikke utelukkende sikkerhetsspørsmål.

3 SPØRSMÅL SOM UNDERSØKES

Metoden er testet ved bruk i fire bedrifter. Ved innføringen av metoden har bedriftene gjennomført interne vurderinger av sin egen sikkerhetsledelse, dvs av både dagens situasjon og ønsket ståsted. Parallelt med dette ble det utført en uavhengig kartlegging av HMS-arbeidet og sikkerhetsledelsen ved bedriftene gjennom observasjon, studie av dokumentasjon, intervjuer med et representativt utvalg av ansatte, samt besvarelse av spørreskjema. Den interne subjektive vurderingen, som er basert på de formuleringer og spørsmål som tas opp gjennom SEM, sammenlignes således med den eksterne vurderingen. Bedriftenes egen vurdering sammenlignes også med deres HMS-resultater. Dette gjøres for å se om bedriftenes egne vurderinger gjenspeiler deres "objektive resultater", i form av f.eks skadefrekvens og fraværslengde på skader.

Det er deretter vurdert om metoden virkelig leder til forandringer og aktiviteter i bedriftenes sikkerhetsledelse. Disse undersøkelsene gjøres ved å se om verktøyet faktisk leder til tiltak, og hvilken type tiltak dette i såfall er.

Et annet viktig kriterium når SEM skal evalueres, er bedriftenes egen oppfatning av verktøyet og resultatene fra arbeidet. Mener man at den interne vurderingen gir et godt bilde av bedriften – at presentasjonen gjennom SEM er troverdig? Får de gjennom SEM tatt tak i de viktigste problemstillingene? Hvilke bidrag har verktøyet å gi bedriften?

Forholdene nevnt ovenfor er kriterier som metoden skal vurderes ut fra. Kriteriene kan formuleres som fire konkrete spørsmål:

1. Er det sammenheng mellom intern SEM-vurdering og den eksterne vurderingen?
2. Er det korrelasjon mellom den interne SEM-vurderingen og sikkerhetsresultatene til bedriftene?
3. Fører SEM til handling og forandringer i bedriftene?
4. Hva er brukernes mening om metoden?

4 DELTAKERENE

De fire bergverksbedriftene som deltar i denne utprøvingen, er valgt ut fra flere hensyn. De representerer ulike typer av bergverk / mineralforekomster og ulike driftsmetoder, med produksjon både over og under jord. Bedriftene har dessuten ulik størrelse mht antall ansatte, og de har også ulike HMS-systemer og ulike opplegg for sin sikkerhetsledelse. Framfor alt har det selvfølgelig vært viktig at bedriftene selv måtte være interesserte i å delta i prosjektet.

Ettersom bedriftenes identitet ikke har noen betydning for undersøkelsen og dens resultater, er navnene deres utelatt. De kalles derfor Bedrift A, Bedrift B, Bedrift C og Bedrift D.

5 INTERN OG EKSTERN VURDERING AV BEDRIFTENE

Ved hjelp av SEM har en gruppe på 5 - 9 personer ved hver bedrift satt seg sammen for å vurdere og diskutere tilstanden på HMS-arbeidet. Tabell 1 viser resultatet ved Bedrift B. Tilsvarende profiler er tegnet opp for alle bedriftene, både for hoved- og bilagstabeller.

Resultatene av hovedtabellen for alle bedriftene er summert i tabell 2. For noen sikkerhets-elementer er det tatt med et pluss eller minus. Disse representerer resultatene fra den eksterne undersøkelsen[1]. Den ser de ulike bedriftene i sammenheng og vurderer dem i forhold til hverandre. Et pluss indikerer at gruppen har vært strenge i sin bedømming, slik at bedriften i realiteten er bedre i forhold til de andre bedriftene enn det deres egen vurdering gir inntrykk av. Et minustegn viser at bedriften har vært mildere i bedømmingen av seg selv enn det de andre bedriftene har vært. De tilfeller hvor den interne og den eksterne vurderingen sammenfaller, er uten slik markering.

Tabell 2 *Resultater fra intern bruk av SEM ved fire bergverk. Trinn 2,5 betyr at gruppen av ansatte mener at bedriften befinner seg et sted mellom trinn 2 og trinn 3. Man er altså bedre enn trinn 2, men oppfyller ikke helt trinn 3.*

	Nåværende situasjon ved Bedrift				**Ønsket situasjon, Bedrift**			
Hovedtabellen	A	B	C	D	A	B	C	D
1. Mål	2	3	2	2	5	4	3	2
2. Ledelse	3	3 (+)	2,5	2,5 (÷)	5	5	3,5	3,5
3. Erfar.tilbakeføring	3	3,5	2,5	2,5 (÷)	4	4	4	4
4. Sikkerhetskultur	3,5	3,5	2,5	2,5 (÷)	5	5	4	4
5. Dokumentasjon	4	4	3	1	5	4	4	3
6. Resultatindikatorer	2	2 (+)	2	2 (÷)	4	4	3	3
Sum av "scorer" *	"17,5"	"19" (+)	"14,5"	"13" (÷)	"28"	"26"	"21,5"	"19,5"
"Ranking"	2	1	3	4				

* Sum av "scorer" er ganske enkelt summen av verdien (trinnene) for de seks elementene, noe som kan sies å gi en form for uoffisiell og grov "rangering" av bedriftenes HMS-arbeid.

[1] Den eksterne vurderingen baserer seg på resultater fra en omfattende kartlegging. Det er gjennomført intervjuer av tilsammen 73 personer. 125 personer har svart på et spørreskjema om bedriftenes sikkerhetsledelse. Svarene fra spørreskjemaet er bearbeidet statistisk og gir et bilde av hvordan bedriftene står i forhold til hverandre. Bedriftenes dokumenterte HMS-aktiviteter og ressurser/tid brukt på slikt arbeid er også vurdert. Likeledes er grad av rapportering av uønskede hendelser i perioden januar -95 til april -96 undersøkt, samt bedriftenes valg av tiltak etter slike hendelser. Alle disse delene i kartleggingen danner tilsammen et mønster som gir grunnlag for plussene og minusene i tabell 2.

Tabellen viser at Bedrift B utfører det beste sikkerhetsarbeidet og har den beste sikkerhetsledelsen, dette ifølge både de interne og de eksterne vurderingene. Plussene i tabellen synliggjør også at Bedrift B stiller strenge krav og har høye forventninger til seg selv.

Resultatet viser altså at det er en klar sammenheng mellom de interne og eksterne vurderingene når det gjelder de fire bedriftene. Tendensen er at de uavhengige kartleggingene gir større spredning mellom bedriftene enn deres egen vurdering. Dette er naturlig. Bedriftene plasserer seg selv mer på midten, og er mer forsiktige med å ta "hardt i" i sin bedømming av tilstanden i egen bedrift.

Det er forøvrig viktig å registrere at alle de fire gruppene har identifisert et stort forbedrings-potensiale innen HMS-arbeidet. Den interne gjennomgangen er således en motivasjon til innsats og vil være til hjelp mht å bestemme hvor ressursene bør settes inn for å videreutvikle bedriften.

6 BEDRIFTENES SIKKERHETSRESULTATER

Å utvikle en god bedriftskultur med høy sikkerhet for sine ansatte, er ledelsesarbeid som krever oppfølging og kontinuerlig aktiv innsats. Sikkerhetsnivået i en bedrift gjenspeiler hvor godt ledelsen på de ulike nivå fungerer, og sikkerhetsresultater er derfor idag anerkjent som mål på hvor dyktig ledelsen er.

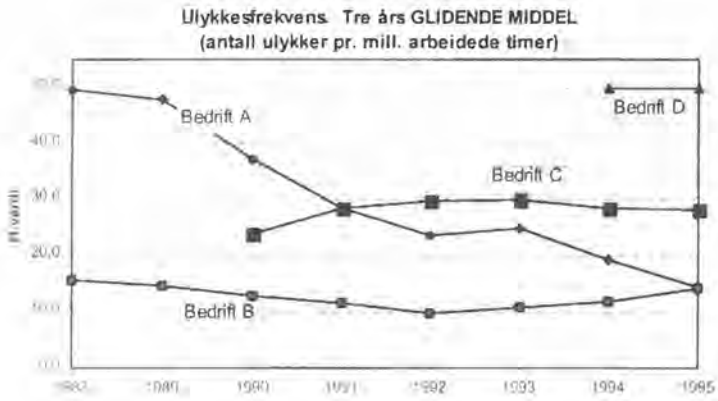
Bergindustrien i Norge kan dessverre i gjennomsnitt ikke skilte med gode HMS-resultater. Skader generelt representerer en menneskelig risiko som ingen ønsker. Det representerer dessuten både verditap og tap av anseelse. Dette kan unngås gjennom systematisk arbeid, og HMS-resultatene demonstrerer således et sterkt behov for innsats. Kun gjennom systematisk, iherdig og kontinuerlig lederinnsats kan denne risikoen reduseres. Dette krever med andre ord aktiv ledelse, akkurat som alle andre områder i bedriften.

Skadefrekvens og alvorlighetsgrad for de fire bedriftene i prosjektet er vist i figur 1 og figur 2. Dette er resultatene på det tidspunktet da SEM ble innført ved bedriftene. Figurene viser resultatene som 3 års glidende middel[2]. Glidende middel er beregnet for å dempe utslagene av sterkt varierende resultater fra år til år, slik at det blir enklere å se trendene i materialet.

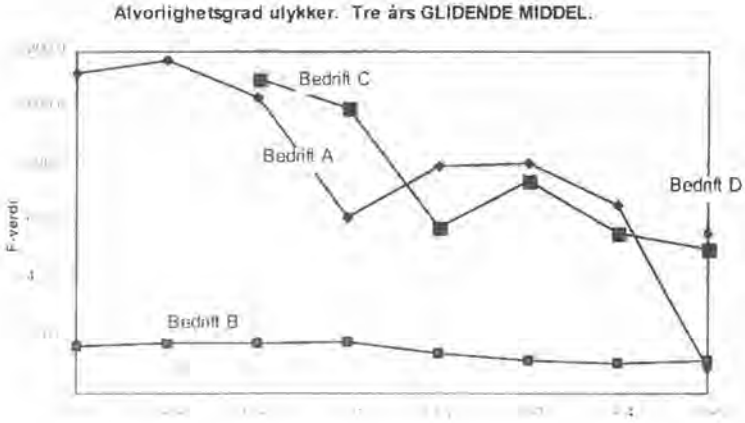
Figur 1 og figur 2 viser at resultatene fra Bedrift C i hovedsak representerer gjennomsnittet i bransjen. Bedrift C har forøvrig hatt en fin forbedring når det gjelder skadenes alvorlighet. Bedrift A har hatt en svært positiv utvikling iløpet av de senere år, mens Bedrift B har hatt stabilt gode resultater over mange år. Bedrift D har ikke registrert sine sikkerhetsresultater før 1994 og 1995.

Det er god overensstemmelse mellom sikkerhetsresultatene i figur 1 og 2 og bedriftenes egne vurderinger av sin sikkerhetsledelse, som er gitt ved "rangeringen" i tabell 2. Dette viser at de fire bedriftenes plassering av seg selv, i stor grad gjenspeiler de faktiske forhold.

[2] Glidende middel er det samme som gjennomsnittet for det aktuelle året, året foran og året etter. Dette er beregnet for hvert år, slik at det gir en "glidende overgang" fra år til år.



Figur 1
Ulykkesfrekvens ved fire bergverk, beregnet som tre års glidende middel (for å dempe svingninger i resultatene).



Figur 2
Alvorlighetsgrad for ulykker, tre års glidende middel.

7 UTARBEIDELSE AV TILTAK

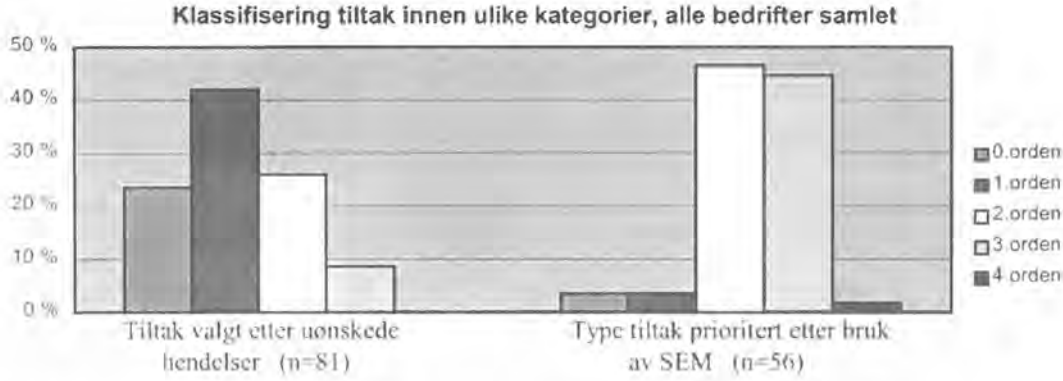
Ved bruk av SEM identifiserte alle gruppene et stort forbedringspotensiale for sin egen bedrift (se tabell 2). Dette har de fulgt opp internt med videre gruppemøter for å finne hvor skoen trykker. Arbeidet har resultert i atskillige tiltak, som er ført opp i handlingsplaner for hvordan de skal forbedre seg.

Tiltak som bedriftene har innført etter ulykker og nesten-ulykker i perioden januar -95 til april -96 er analysert. Disse utgjør ett "sett" av tiltak. Tiltakene som er prioritert etter arbeidet med SEM, er også analysert, og de to "settene" er sammenlignet. Alle tiltakene er da sortert etter hvor vidtrekkende deres virkning forventes å bli. Tiltakene er klassifisert i "ordener", hvor tiltak med høyere "orden" forventes å ha en mer langvarig effekt, og de vil derfor generelt sett ha en større verdi (Van Court Hare, 1967). Nedenfor gis en kort presentasjon av de ulike "ordenene".

- Tiltak av nullte orden forventes å ha en effekt tilnærmet null på sikkerheten. Et eksempel på et nullte ordens tiltak er det mye brukte "tiltaket": "Vis oppmerksomhet" eller "Vær forsiktig". Dette er ofte konklusjonen i rapporter etter ulykker. Det er lite forpliktende, og har tilsvarende liten eller ingen preventiv virkning.

- Tekniske tiltak av typen oppretting av maskinelle avvik er eksempel på tiltak av første orden. Denne typen tiltak ordner opp der og da, for akkurat det aktuelle problemet, men gir ingen mer vidtrekkende læring i organisasjonen.
- Et eksempel på tiltak av andre orden er opplæring. Dette tiltaket forventes å ha en mer langvarig virkning.
- Endring av arbeidsmetoder og prosedyrer er et tiltak av tredje orden. Slike tiltak forventes å gi en mer omfattende virkning og varig læring i organisasjonen (forutsatt at de følges opp av ledelsen).
- Fjerde ordens tiltak er tiltak hvor man fra høyeste hold i bedriften bevisst velger å prioritere nytt og annerledes enn tidligere. Et eksempel kan være endring av sikkerhetspolicy med reell konkret framprioritering av sikkerhetssaker. Slike tiltak gir omfattende og varig inngripen i organisasjonen.

Resultatet av tiltaksanalysen er vist i figur 3. Den viser at tiltak som er iverksatt etter ulykker (det første settet av tiltak) i stor utstrekning er av nokså kortvarig karakter, dvs nullte og første ordens tiltak. Analyse av tiltak fra vernerunder gir et tilsvarende resultat: de inneholder primært tiltak av første orden. Disse gir liten varig virkning og læring mht å unngå framtidige skader.



Figur 3 *Samlet analyse av tiltak ved de fire bedriftene. (n=antall tiltak)*

Tiltakene som bedriftene har innført etter arbeidet med SEM, viser en klar dreining mot det mer langsiktige. SEM har gitt en tilnærmingsmåte som har medført større bevissthet og mer tunge og vidtrekkende tiltak. Eksempler på tiltak som bedriftene har utarbeidet er:

- Det skal utarbeides opplæringsplaner for de ansatte, disse skal også inneholde oppdatering og repetisjon. Utbytte av og innhold i opplæringen skal drøftes på avdelingsmøter for å kunne forbedre oppleggene.
- Mål for avdelingene skal utarbeides i fellesskap. Arbeidsgrupper skal utarbeide forslag, som behandles på avdelingsmøte. Målene skal ha tidshorisont ett år til fem år. Prosedyre for miljøplan endres, slik at målene inkluderes i miljøplanene for hver avdeling.
- Verneombudene ved bedriftene skal ha to årlige felles møter for å diskutere sine felles problemstillinger. Verneleder og daglig leder skal være med på ett av disse hvert år.
- Det skal alltid gjennomføres evalueringsmøter etter reparasjoner og større arbeider, dette for å kunne avdekke, diskutere og forebygge potensielt farlige situasjoner.
- Det skal innføres som fast rutine alltid å gjennomgå risiko og konsekvenser for arbeid og oppdrag som vurderes som særlig risikofylte.

- HMS skal rapporteres og skal inngå på driftsmøter og på avdelingsmøter på lik linje med produksjon og skipning. HMS skal være første sak på agendaen.
- Avdelingsleder skal gjøre lover, forskrifter, samt interne og eksterne krav lett tilgjengelig for alle. Lederen skal bl.a utarbeide et konsentrat av det mest aktuelle, og skal også holde innføring for de ansatte i avdelingen.
- Ved begynnelsen av året skal det utarbeides en øvelsesplan. Røykdykkerøvelse gjennomført i fellesskap med det lokale brannvesen skal bl.a. innføres og skal holdes hvert år.
- Hvordan media skal møtes ved en eventuell krisesituasjon skal forberedes.

Slike tiltak gir større grunnlag for mer langsiktige og langvarige forbedringer i organisasjonene. SEM-arbeidet synes således å ha gitt viktige innspill til sikkerhetsledelsen i bedriftene.

8 BRUKERNES ERFARINGER

Reaksjonene på SEM har vært positive og har vist at brukerne har satt pris på verktøyet. Metoden har skapt en god dialog mellom ledelse og ansatte om viktige forhold innen sikkerhetsarbeid, og den har bidratt til å gi en felles forståelse for ulike utfordringer i bedriftene. Metoden har således bidratt til et konstruktivt og kreativt samarbeid. Deltakerne mente at de hadde lært mye gjennom SEM, spesielt om sikkerhetsledelse og om samarbeid i grupper. Fokuseringen på nåværende og ønsket situasjon hadde dessuten gitt dem en god forståelse for hva organisasjonsutvikling innebærer.

Deltakerne mente at metoden var relevant for vurdering av deres sikkerhetsarbeid, og at SEM-profilet ga et godt og riktig bilde av HMS-tilstanden. De mente at svakhetene i organisasjonen var blitt klarere gjennom bruk av SEM, og at de var blitt enige om hvilke mål de ville sette seg. De mente at de forhold og tema som de fant viktige for sin bedrift, var blitt behandlet gjennom SEM.

De fleste mente at utarbeidelsen av tiltak hadde vært en grei og interessant del av arbeidet med SEM. Mange mente at tiltakene hadde kommet av seg selv som et resultat av den innledende vurdering av HMS-tilstanden. Flere brukte ordet "moro" om prosessen. Ved en av bedriftene slet gruppen noe innledningsvis med å utarbeide tiltakene. Daglig leder ved bedriften ble da med og ledet det neste gruppemøtet, slik at de kom godt igang med prosessen. Den videre utvikling av tiltak gikk deretter veldig bra. Ved en annen bedrift var det to personer som følte at det å utarbeide tiltak hadde vært noe "tungt".

Totalt er det fire av de 32 aktive deltakerne som etter å ha arbeidet med SEM er skeptiske til metoden (dvs 12,5% ikke positive). To av dem er generelt imot gruppearbeid fordi de mener at det tar for mye tid. Disse to hører til ledelsen ved én bedrift. De andre to sier at de ikke er spesielt positive til HMS-arbeid generelt, fordi de mener at det tar oppmerksomheten bort fra det de anser som det vesentlige i bedriften, nemlig produksjonen. Dette er en leder og en ansatt ved en annen av bedriftene.

Bortsett fra disse fire har altså responsen på metoden vært svært god. Noen forslag til forbedringer har det dog kommet fram. Disse vil bli fulgt opp i det videre arbeid med metoden.

Artikkelen kan avrundes med et sitat vedrørende SEM fra en intern rapport ved én av bedriftene (02.04.97):

Alle syntes det var en meget nyttig seanse som ikke bare peker på relevante problemstillinger som kan ha betydning for å sjekke dagens nivå på sikkerhetssiden og fastsette ønsket nivå, men det var også en utmerket måte å gripe fatt i forhold som man hittil på en uformell måte har diskutert i "krokene" uten å gjøre noe med. Det var bred enighet om at dette var en vei å gå framover. Måten å nærme seg problemene på har en meget positiv effekt i organisasjonen.

INTERESSERT I METODEN?

De som er interesserte i Sikkerhets Element Metoden kan ta kontakt med Bodil Alteren eller Tom Myran ved SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk, N-7465 Trondheim. Bodil Alteren har e-mail adresse Bodil.Alteren@civil.sintef.no og telefonnummer 73 59 48 61. Tom Myran har e-mail adresse Tom.Myran@civil.sintef.no og telefonnummer 73 59 48 58.

REFERANSER

Alteren, B., 1996; Sikkerhets Element Metoden - Forbedring av HMS-arbeidet trinn for trinn, STF22 A96024, SINTEF Bygg og miljøteknikk, avd. Bergteknikk, Trondheim

Alteren, B., 1999; The Safety Element Method - an approach to improving safety in the mining industry, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU), Trondheim

NOU, 1992:20 (Norges Offentlige Utredninger); Det gode arbeidsmiljø er lønnsomt for alle, Statens forvaltningstjeneste, seksjon statens trykning, Oslo

Van Court Hare, Jr., 1967; Systems Analysis; A diagnostic approach, Harcourt, Brace and World, New York

Ny forskrift om oppbevaring av eksplosive varer med tilhørende veiledning

Seksjonssjef Hans-J.Eriksen, Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern

Direktoratet for brann- og eksplosjonsvern (DBE) har nå sluttført arbeidet med ny forskrift om oppbevaring av eksplosive varer med tilhørende veiledning. En referansegruppe med representanter fra bransjen, produsent, justisdep., forsvaret, forsikring og kommunene har gitt vesentlige innspill under arbeidet.

Forskriften skal erstatte kapittel 7 om oppbevaring i den eksisterende forskrift om eksplosive varer av 22. mars 1977, og vil etter planen bli fastsatt 1. januar 2000, med hjemmel i lov om eksplosive varer av 14. juni 1974 nr. 39 §§ 22 - 24, jf. § 37.

Forskriften gjelder oppbevaring av eksplosive varer som faller inn under lov om eksplosive varer, jfr. §§ 1 og 2. Det vil si at den ikke gjelder for oppbevaring av ammunisjon til skytevåpen som går inn under våpenloven, eksplosive varer som er bestemt for eller som tilhører Forsvaret, politiet eller DBE, og heller ikke for oppbevaring av fyrstikker.

Formålet med forskriften er å sikre at det under planlegging, prosjektering, bygging, oppstart, drift eller opphør m.m. av virksomheter som oppbevarer eksplosive varer, oppnås høyest mulig sikkerhet for å forebygge skade på liv, helse, miljø eller materielle verdier.
Forskriften forventes å tre i kraft ved årsskiftet med en overgangstid for oppfyllelse av krav for eksisterende eksplosivlagre innen 31.12.2002.

Forskriften er i størst mulig grad utarbeidet som en funksjonsforskrift uten detaljkrav. Den fastsetter rammebetingelser for oppbevaring slik at de som søker om tillatelse til oppbevaring kan innrette seg etter disse. Veiledningen gir utfyllende kommentarer og eksempler på hvordan forskriftens krav kan oppfylles. Også løsninger som ikke er nevnt i veiledningen, vil kunne aksepteres såfremt de gir minst samme grad av sikkerhet som de angitte løsninger.

Forskriften angir to måter å oppfylle kravene til lokaliseringen av oppbevaringen på. Den ene måten, er å legge til grunn definerte sikkerhetsavstander. Tabeller/beregning av sikkerhetsavstander er tatt inn i forskriften. Den andre måten er i form av en risikovurdering gjennom analyse. Hvor de fastsatte sikkerhetsavstander ikke kan oppfylles, vil det kunne gis tillatelse likevel, dersom en utført risikoanalyse viser en akseptabel risiko, og i så tilfelle, vil det alltid være DBE som gir tillatelsen.

Fremgangsmåten ved risikoanalyser er vist i veiledningen.

Disse alternative måtene å oppfylle forskriftens krav på innebærer forsåvidt ikke noe nytt, da dette kun stadfester de retningslinjer som DBE lenge har benyttet i saksbehandlingen, men bruk av akseptkriterier er relativt nytt.

I forskriftens kapittel 3, "Krav til plassering og utforming av rom, bygning eller innretning", finnes bestemmelsene om sikringsfelt og krav til sikkerhetsavstander som beregnes etter en oppsatt formel. Forskriften medfører skjerpede krav for avstand fra oppbevaringsstedet til utsatte objekter, eksempelvis sykehus, skoler, høyblokker o.l. Minsteavstand er økt pga. splintvirkningen fra en eventuell eksplosjon.

Det stilles også skjerpede krav til sikring mot fare for brann og eksplosjon og mot innbrudd.

Vi regner også med at både forskriften og veiledningen vil lette søkernes arbeid. Saksbehandlingen vil bli enklere med bedre kvalitet på søknadene. Dermed vil en oppnå besparelser i ressursbruk både hos søker, de kommunale myndigheter og DBE.

For innehavere av eksplosivlagre vil den imidlertid få økonomiske konsekvenser, idet flere av de eksisterende lager i dag ikke oppfyller forskriftens krav til utførelse og sikringstiltak.

Forskriften gir innehavere en overgangsperiode fram til 31.12.2002 før alle krav skal være tilfredsstilt. Vi regner med at en rekke lagre må skiftes ut eller nedlegges, mens andre må flyttes for å oppfylle kravene.

Dersom dagens antall lagre blir opprettholdt, og blir oppgradert slik at de tilfredsstiller de nye krav, vil dette medføre totale uttellinger for bransjen på ca. 25 millioner kroner. Det er grunn til å tro at det vil bli noen færre lager.

Vi mener at dette er akseptabelt sett på bakgrunn av at færre og sikrere lagre igjen vil føre til økt sikkerhet for tredjeperson i tilfelle eksplosjon, bedret sikkerhet mot innbrudd og dermed mot uhell/ulykker med eksplosiver og eventuelle sabotasjeaksjoner som kunne fått store konsekvenser både for liv og helse og for materielle verdier.

Den som vil oppbevare eksplosive varer må ha tillatelse. Kommunestyret på stedet, eller den kommunestyret delegerer myndighet til, gir tillatelse til oppbevaring av eksplosiver opp til og med 250 kg, og DBE for mengder over 250 kg eksplosiver. Alle tillatelser til oppbevaring i undergrunnsanlegg gis av DBE og alle tillatelser basert på risikoanalyse gis av DBE.

Uten særskilt tillatelse kan følgende mengder (nettovekt eksplosiv vare) oppbevares:

- Inntil 5 kg røksvakt krutt som nevnt i lov om eksplosive varer § 2 b,
- Inntil 5 kg eksplosiv vare oppladet som ammunisjon av enhver art som nevnt i lov om eksplosive varer § 2 d.
- Inntil 10 kg pyroteknisk vare som nevnt i lov om eksplosive varer § 2e.

Det er her viktig å merke seg at det er ikke lenger "frimengde" på 5 kg sprengstoff og 100 tennmidler. All oppbevaring sprengstoff og tennmidler krever oppbevaringstillatelse. Begrunnelsen for denne endringen i frimengder er følgende:

- Innsatspersonell ved en uforutsett hendelse for eksempel brann, må ha kjennskap til at det oppbevares selv små mengder sprengstoff eller tennmidler på stedet.

- Fjerne alle små "kjekt å ha" lager rundt om i landet, da de er opphavet til mye sprengstoff på avveie, og de blir ofte et problem ved at sprengstoff blir liggende alt for lenge, og dermed blir det kassabelt.

Som oppbevaring etter denne forskrift regnes ikke eksplosive varer som får et opphold under transport. For slike forhold kommer de regler som gjelder for luft-, sjø eller landtransport til anvendelse. Det kan i den sammenheng nevnes at lasting/lossing i tettbygd strøk er forbudt uten tillatelse fra vedkommende myndighet. (ADR, margnr. 11407)

Oppsummering:

Ny forskrift og veiledning om oppbevaring fører til endringer i forhold til dagens regelverk bl.a. på følgende områder:

- Ikke lenger "frimengde" på 5 kg sprengstoff og 100 tennmidler. All oppbevaring sprengstoff og tennmidler krever oppbevaringstillatelse.

- Strengere krav om minsteavstand fra oppbevaringssted til boliger.

- Strengere krav til innbruddssikkerhet og alarm.

- Skjerpede krav til tilsyn med og vedlikehold av eksplosivlagre

Sikkerhet ved oppbevaring og bruk av sprengstoff

Det har i løpet av de siste par årene skjedd en del alvorlige ulykker forbundet med oppbevaring og bruk av eksplosiv vare. Ved disse hendelsene har det framkommet at en del rutiner synes å være i strid med generelle sikkerhetstanker nedfelt i eksisterende regelverk. Dette går på spørsmål rundt oppbevaring og plassering av eksplosiv vare i forbindelse med bruk av eksplosiv vare og i forbindelse med planlegging og gjennomføring av sprengningsarbeider.
Det er viktig å presisere at selv om plassering i påvente av snarlig bruk ikke krever oppbevaringstillatelse, gjelder kravene om forebygging av fare for brann eller eksplosjon i lov om eksplosive varer kapittel 3 om oppbevaring også for slik plassering. Som eksempel er det viktig å holde sprengstoff og tennere adskilt så lenge som mulig frem til brukertidspunktet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Hvorfor ta vare på mineralfunn

Konservator Gunnar Raade, Geologisk Museum

Mineralogisk-Geologisk Museum ved Universitetet i Oslo er landets største museum i sitt slag. Våre aner går tilbake til Bergseminaret på Kongsberg, opprettet i 1757. Tre betydelige mineralsamlinger derfra ble overført til Universitetet i Oslo (Christiania) etter at dette var blitt opprettet i 1811. Det dreier seg om berghauptmann, etatsråd Hiorts samling, overberghauptmann Brünnichs samling og professor Jens Esmarks samling.

Geologisk Museum ble reist i 1911-17 og utstillingene ble åpnet for publikum i 1920. Hovedsamlingen av mineraler er på ca. 40.000 prøver. I tillegg kommer en rekke spesialsamlinger av mineraler og en samling av bergarter på ca. 150.000 prøver. Vårt materiale kommer fra hele verden, men vi har et spesielt ansvar for å ta vare på prøver fra vårt eget land.

Museets oppgaver er tredelt: forskning, undervisning og formidling. Disse virksomhetene er i stor grad basert på materiale som allerede befinner seg i våre samlinger eller som blir samlet inn etter hvert. Dessverre er mulighetene for å samle inn nytt materiale til de museale samlingene meget begrensede på grunn av for lite personale og for små bevilgninger.

En annen begrensende faktor i innsamlingsarbeidet er at vi som oftest ikke får vite om at det dukker opp interessante funn i norsk berggrunn. Eller vi kommer først inn i bildet etter at mineralsamlere og –handlere har tømt en forekomst. Her har de som er involvert på alle nivåer i bygg- og anleggsvirksomhet i vårt langstrakte land, et spesielt ansvar.

Det er ikke så ofte det dukker opp interessante mineralfunn ved anlegg i fjell, f.eks. ved tunneldrift, men de gangene det skjer, er det viktig at det blir reagert. Og med reagert mener jeg at det blir lagt til side materiale og at vårt museum blir varslet. Selv om vår egen stab er liten, vil vi kunne samarbeide med medlemmer av Geologisk Museums Venner ved innsamlingsaksjoner. Det vil fra vår side bli lagt vekt på at innsamlingen ikke skal være til sjenanse for fremdriften ved anlegget.

Dermed er vi kommet til tittelen på dette innlegget: *hvorfor er det viktig å ta vare på mineralfunn?* Det er først og fremst det vitenskapelige som er viktig, å øke kunnskapen om norsk berggrunn og norske mineralforekomster ved å dokumentere deres feltopptreden og undersøke nøye de enkelte mineralene. Dette gir oss innsikt i ved hvilke trykk- og temperaturforhold en forekomst er dannet og om de kjemiske forhold under dannelsen. Slik kunnskap kan komme til nytte når det gjelder oppsporing av og eventuell økonomisk utnyttelse av tilsvarende forekomster andre steder. Man skal ikke se bort fra at det kan dukke opp nye mineraler som ikke har vært kjent for vitenskapen tidligere. Hvert år beskrives det ca. 50 nye mineraler fra hele verden.

Ofte er det slik at en mineralforekomst kan gå helt tapt under anleggsarbeide dersom ikke noen tar ansvaret for å ta vare på prøver og varsle oss. Jeg tenker her på f.eks. igjenstøping av tunneler eller deponering av masse som gjør det umulig å studere forekomsten eller materialet for all fremtid.

Et annet viktig moment for et museum er at mineralfunn bør tas vare på for å kunne stilles ut til glede for publikum. Vi har et stort ansvar for formidling av kunnskaper overfor det alminnelige publikum og for skoleelever. Voksenopplæring og etterutdanning kommer også inn i bildet. I tillegg til dette må også det opplevelsesmessige ved å se vakre mineraler tillegges vekt.

Norske mineraler hører hjemme på norske museer, både i våre utstillinger og som forskningsobjekter. Selv om det ikke skulle være kapasitet til å undersøke prøvene vitenskapelig med én gang, så vil de være tatt vare på som en fremtidig kunnskapsbase.

Min oppfordring er derfor: hjelp oss med å sikre mineralprøver som måtte dukke opp ved bygg- og anleggsvirksomhet! Og besøk oss gjerne for å se våre utstillinger!

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

UNDERGRUNNSARBEIDENE VED XIAOLANGDI KRAFTVERK I KINA.

Underground works at the Xiaolangdi Multipurpose Dam Project in China.

Professor, dr.ing. Einar Broch
Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTNU

SAMMENDRAG.

Undergrunnsarbeidene ved det store Xiaolangdi anlegget på den Gule Flod i Kina er i en avsluttende fase. I alt 2,8 mill. m3 er sprengt ut under jord. Anlegget består av kraftstasjonshall og transformatorhall, seks tilløps-tunneler, tre avløps-tunneler, tre omløps-tunneler, tre sediment-tunneler, tre overløps-tunneler, en irrigasjons-tunnel og en rekke adkomst- og drenerings/injiserings-tunneler. Artikkelen omhandler utvalgte problemstillinger knyttet bl.a. til kraftstasjonshallen, omløpstunnelene og sedimenttunnelene.

SUMMARY.

The underground works at the Xiaolangdi Multipurpose Dam Project in China are in a final stage. A total of 2.8 mill. m3 of rock has been excavated underground. The project consists of a powerhouse cavern and a transformer cavern, six headrace tunnels, three tailrace tunnels, three diversion tunnels, three sediment tunnels, three freeflow tunnels, one irrigation tunnel and a number of access tunnels and drainage/grouting tunnels. This paper discusses selected problems related to the powerhouse cavern, the diversion tunnels and the sediment tunnels.

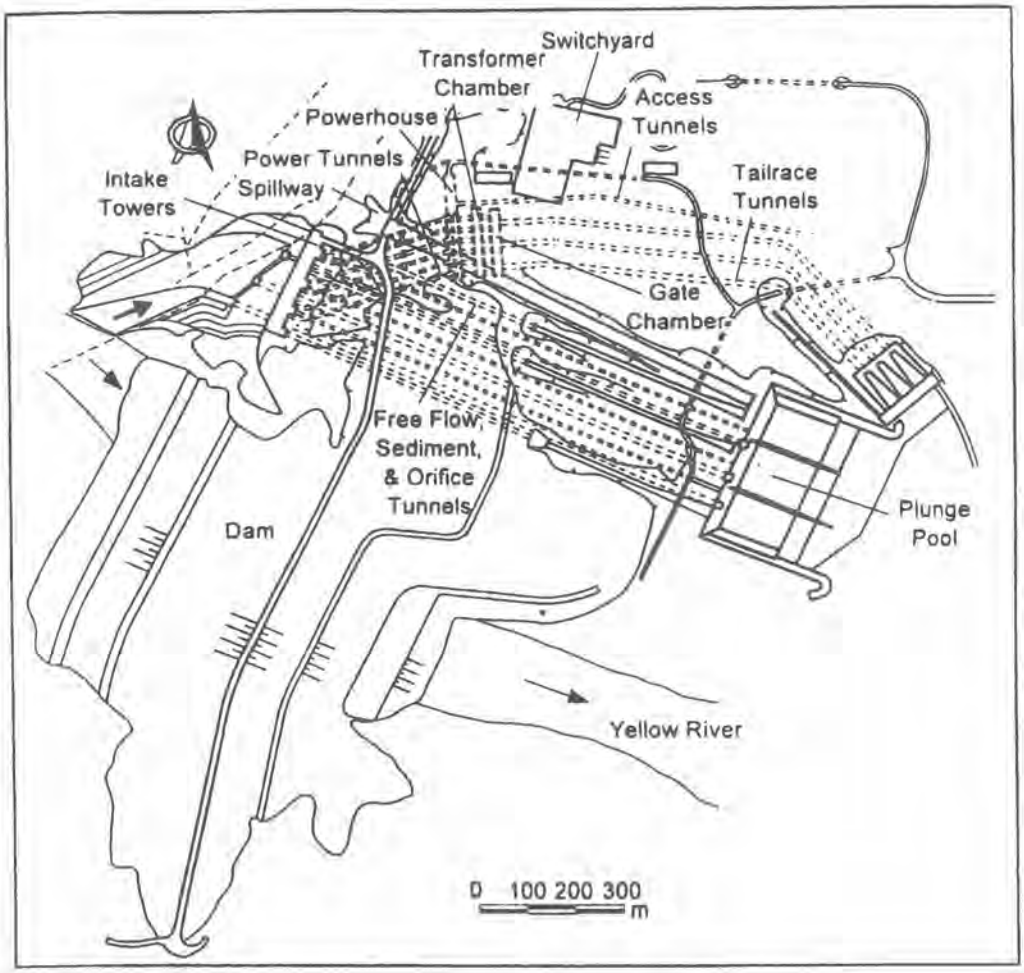
INNLEDNING.

I løpet av de siste fem årene har jeg hatt det privilegium, som medlem av det såkalte "Dam Safety Panel", å følge byggingen av et stort dam- og kraftverkprosjekt på den Gule Flod, *Huang He*, ca 40 km oppstrøms for Luoyang i Kina. Dessverre har anlegget kommet noe i skyggen av kjempeanlegget De Tre Kløfter (Three Gorges) på Yangtse elven. Men som tall og bilder vil vise, er også Xiaolangdi Multipurpose Dam Project et anlegg som trygt kan beskrives som kjempestort.

Undergrunnsarbeidene er allerede beskrevet i flere artikler i internasjonale tidsskrift og "proceedings" fra kongresser og symposier, bl.a. den internasjonale tunnelkongressen her i Oslo tidligere i år, Jin et al.,1997, Wang & Solymar, 1997, Jin et al.,1999, Lin & Shen, 1999, Wang, 1999. En fullstendig beskrivelse av undergrunnsarbeidene ved et så stort anlegg er selvsagt ikke mulig i en enkelt artikkel. I denne artikkelen har jeg derfor valgt å omtale en del av de forhold som jeg selv har funnet særlig interessante og som jeg tror norske kolleger kan lære noe av.

KORT BESKRIVELSE AV PROSJEKTET.

Den Gule Flod er en ganske unik elv. Oppstrøms for Xiaolangdi eroderer alle side-vassdragene i løss, en finkornet, svak sedimentbergart. I flomperioder kan derfor elven ha et innhold av sediment på 800-900 kg per m3, - og da er det virkelig en gul og tyktflytende væske. Utløpet av kraftverket ligger 130 m.o.h. og fremdeles er det nesten 800 km til havet. Vannhastigheten blir følgelig lav, og elven begynner å avsette sine sedimenter. Over lange strekninger fører dette til at elvebunnen bygges opp med i størrelsesorden 10 cm/år, noe som igjen har ført til at elvebunnen her ligger 10 – 20 m høyere enn omliggende land. Nedstrøms for Xiaolangdi befinner det seg derfor ca 1500 km med diker og kanskje så mange som 100 millioner mennesker som kan påvirkes av dikebrudd forårsaket av flom eller isgang. Den altoverskyggende begrunnelse for å bygge en stor dam og etablere et reservoar oppstrøms for Xiaolangdi er derfor flom- og sedimentkontroll.



Figur 1 – Lay-out for Xiaolangdi Multipurpose Dam Project på Den Gule Flod i Kina.

Høyden på dammen, en steinfyllingsdam med leirkjerne, er 154 m, lengden er 1667 m og volumet 52 mill. m3, se Fig.1. Reservoaret er 130 km langt og har en kapasitet på 12.650 mill. m3 av hvilket 7.550 mill. vil bli brukt til lagring av sediment. Forbedret irrigasjon og vanntilførsel er også viktig for de store menneskemengdene langs den nedre del av Den Gule Flod. Vannforbruket er så stort at sommeren 1998 var det faktisk i en periode på ca 100 dager ikke en dråpe vann som nådde frem til havet. Sist, men ikke minst viktig for denne artikkelen: Et kraftverk med 6 x 300 = 1800 MW installasjon er sprengt ut i fjellet på venstre elvebredd.

De spesielle forholdene ved Den Gule Flod førte til at de bygningstekniske arbeider ble fordelt på tre entrepriser: 1. Dammen, 328 mill. USD, (Impregilo,Italia), 2. Flom- og sedimentkontroll anleggene, 430 mill. USD, (Zueblin,Tyskland), 3. Kraftstasjonen med tilhørende tunneler, 120 mill. USD, (Dumez,Frankrike). Prosjektet er delfinansiert av Verdensbanken. For alle tre kontraktene er det arbeidsfellesskap mellom flere store europeiske og kinesiske entreprenører; hovedentreprenør er angitt ovenfor.

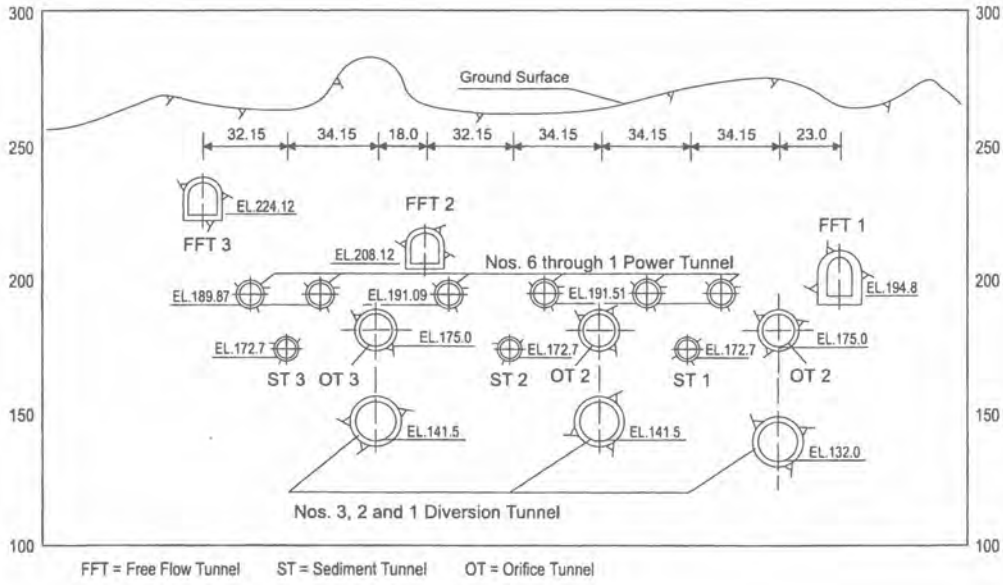
Forarbeider med lokale entreprenører ble igangsatt i 1991, mens arbeidet med hoved-entreprisene startet i september 1994. 1. januar 2000 er det planlagt at de første kilowatt-timer skal leveres på nettet. Med den kraft og entusiasme som dette anlegget er drevet frem, er det ingen grunn til å tro at så ikke vil skje. Dammen antas faktisk i dag å stå ferdig 16 måneder før kontrakttiden.

Kontrakt 2 – Flom- og sedimentkontroll anleggene består av 3 omløpstunneler (diversion tunnels) som senere omgjøres til såkalte "orifice"-tunneler, 3 sedimenttunneler, 3 overløpstunneler (free flow tunnels) og et åpent flomløp. Total flomkapasitet for disse er 17.000 m3/sek. Utløpet for alle disse er samlet i tre store basseng (plunge pools) med en samlet bredde på 356 m.

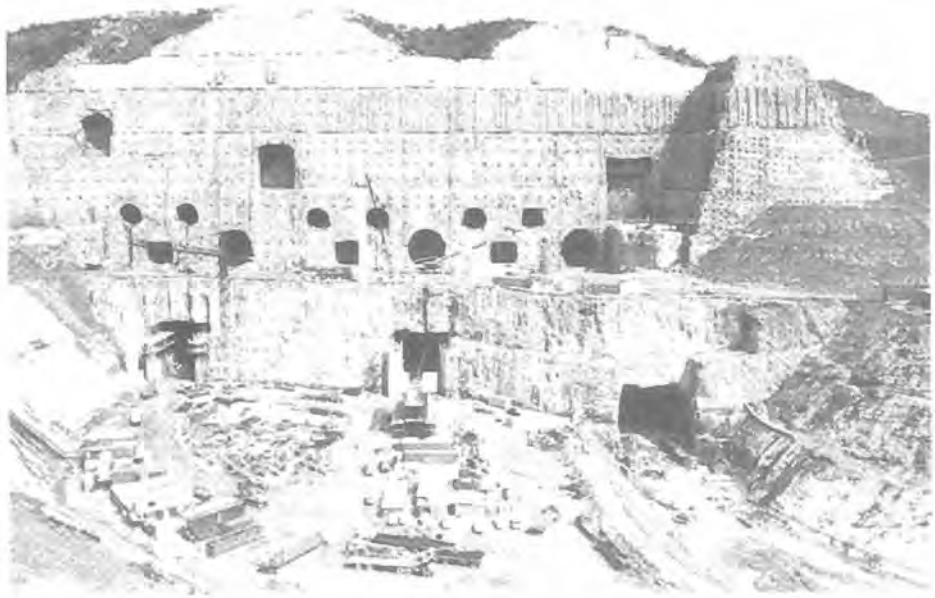
Kontrakt 3 – Kraftverket består av 6 inntakstunneler (power tunnels), en kraftstasjonshall, en transformator-hall, 3 avløpstunneler (tailrace tunnels) og et åpent utløpsarrangement med sektorluker.

Hele dette anlegget er plassert i fjellet på venstre elvebredd. Lay-out fremgår av Fig. 1. Inntaket til alle disse 15 tunnelene er samlet i et 276 m bredt og 113 m høyt, frittstående inntakstårn. Dette står foran en ca 150 m høy, nesten vertikal skjæring. Fig.2 og Fig. 3 viser henholdsvis en skisse og et bilde av fordelingen av tunnel-inntak i denne skjæringen. En føling for de gigantiske dimensjoner får når en vet at diameteren for de minste tunnelene, de seks inntakstunnelene, er 10 m. Et bilde som det vist i Fig. 3 har verden aldri sett før, og det er tvilsomt om vi noen gang får se det igjen. For øvrig kan det opplyses at i vannveisystemet vil det bli installert 74 luker av ulik størrelse og utforming.

Det totale volum som er sprengt ut for disse tunnelene og undergrunnshallene er 2,8 mill. m3.



Figur 2 – Plassering av de ulike tunneler i inntaksskjæringen.



Figur 3 – Inntaksskjæringen ved Xiaolangdi.

BERGTEKNISKE FORHOLD.

Fjellet på venstre bredd hvor alle underjordsanleggene er plassert består av flattliggende, sedimentære bergarter fra undre Trias, dvs. ca. 240 mill. år gamle. De utgjøres av sandsteiner, siltsteiner og leirskifre med sandstein som den dominerende bergart. Lagdelingsplanet har et temmelig konstant fall på ca 10 ° mot øst, dvs. i nedstrøms retning. Det har åpenbart vært noe bevegelse langs lagdelingsplanet slik at det er utviklet en del 1 –20 mm tykke leirslepper eller leirsømmer (clay intercalations) parallelt dette. Det er kartlagt fire sett med tverrsprekker, alle med fallvinkel 70 – 80°, de fleste mot vest. Disse er lite gjennomsettende, ofte kortere enn 50 cm, og er ru og plane.

Spenningsforholdene i kraftstasjonsområdet er målt både med overboringsteknikk og hydraulisk splitting. Målingene viser at største hovedspenning er vertikal og tilnærmet lik gravitasjonsspenningen og at minste hovedspenning er horisontal og omtrent 0.8 x største hovedspenning. I hengnivå for kraftstasjonen er største hovedspenning ca. 3 Mpa.

Selve kraftstasjonskomplekset er naturlig nok plassert i den beste bergmassen. Her er bergmassekvaliteten klassifisert til 52 – 64 i RMR-systemet og 8,3 – 12,6 i Q-systemet. Det er altså tale om bergmasser av relativt god kvalitet. Enaksial trykkstyrke for bergartene er målt til 60 – 150 Mpa, og friksjonsvinkelen for sprekkeplanene er estimert til 27 –33°.

Det er tre steile, gjennomsettende forkastningssoner av noen størrelse med en svært ugunstig øst-vestlig strøkretnig. Disse har forårsaket stabilitetsproblemer både i tunnelene, særlig i de store omløpstunnelene, og i skråningen ved utløpet av flomløpstunnel nr. 3. Det finnes også en del mindre svakhetssoner som lokalt har påvirket stabilitetsforholdene i tunneler og skjæringer. Selve kraftstasjonsområdet er imidlertid praktisk talt ikke påvirket av svakhetssoner. Det samme gjelder de store avløpstunnelene.

PLANLEGGING AV TUNNELER OG HALLER.

Som for alle store anlegg i Kina pågikk planleggingen gjennom flere tiår. Selv hadde jeg anledning til å besøke anleggsstedet sammen med tre norske kolleger allerede i 1986, mens planleggingen var i en avsluttende fase. Det var da sprengt ut flere undersøkelsesstoller, bl. a. langs hengen på kraftstasjonshallen, og mange kjernehull var boret. Et nøkkelspørsmål på den tiden var hvorvidt kraftstasjonen skulle plasseres under dagen eller i en stor skjæring. Den siste løsningen var foreslått av en amerikansk konsulent og ble støttet av toneangivende kinesiske bergmekanikere. De sistnevnte viste til at alle deres undersøkelser og modellstudier klart hadde demonstrert at det var umulig å bygge haller med de dimensjoner som det her var tale om i det tilgjengelige bergmassiv. Min egen erfaring på det tidspunkt bl.a. fra et kraftverk med tilsvarende dimensjoner og i svært like sedimentære bergarter i Colombia (Guavio), viste klart at det lot seg gjøre, - sågar uten store problemer. Under oppsummeringsmøtet etter at vi hadde inspisert området gjorde jeg dette klart for den store gruppen av planleggere som var kalt sammen i Design-byrået i Zhengzhou. Mens mine påstander falt enkelte av møtedeltakerne tungt for brystet, var det åpenbart at andre ønsket dem velkommen. Hvordan de senere påvirket planleggingen er ikke godt å vite, men kraftstasjonen ble iallfall lagt i fjell. Alternativet med en kraftstasjonsbygning foran en nesten 100 m høy skjæring ville etter min mening ha vært en evigvarende utfordring til sikkerheten.

Tabell 1 – Dimensjoner og sikring for de ulike tunnelene ved Xialoangdi.

Designation	Dimension (m)		Minimum shotcrete thickness (m)	Wire mesh	Rock bolts in the crown	Rock bolts in the side walls	Concrete liner thickness (m)
	ID	OD			Dia. in mm/length and/spacing in m		
Orifice Tunnels	14.5 14.5	16.7 18.2[1]	0.1 0.15	yes yes	25/5/1.5 25/5/1.5	- 32/5&7/1.25	1.0 1.2
Free Flow Tunnels	10.5 by 13.0	13.1 by 16.5	0.1 0.15[1]	no no	25/5/1.25 32/5&7/1.25	25/3/1.5 32/5&7/1.25	1.2 1.6
Sediment Tunnels	6.5	8 9.2[1]	0.05 0.1	no no	18/3/1.5 25/5/1.25	18/3/1.5 25/5/1.25	0.65 1.25
Power Tunnels	8.0	10.0 to 10.4	0.1	no	25/4/1.5	25/4/1.5	0.9 to 1.2
Powerhouse		26.2 by 61.4	0.2	yes	32/6&8/1.5 and 1,500 kN/25/4.5 by 6	32/6&10/1.5	0
Transformer Chamber		15.2 by 18.3	0.1 to 0.15	yes	32/4&8/1.2	32/4&6/1.2	0
Draft Tube Gate Chamber		15.0	0.1	yes	32/3&5/1.5	25/3&5/1.5	0
Tailrace Tunnels	12.0 by 19.0	12.9 by 19.75	0.15-0.2	yes	32/4/1.5	32/4/1.5	roof: 0 walls: 0.35
Draft Tube Tunnels	9.6 by 7.2 to 9.6 by 10.6	12.6 by 11.5 to 12.6 by 14.9	0.1	yes	32/6/1.5	32/6/1.5	1.5 to 2.8
Irrigation Tunnel	3.5	4.9	0.1	no	18/2/1.8	18/2/1.8	0.6

[1] *In designated fault zones.*

Omfattende studier av utforming, utsprengning og sikring av haller og tunneler ble utført både ved de såkalte Design-byrå og ved flere universitet. Betydelig vekt ble lagt på numerisk modellering, og flere ulike program ble brukt. Nødvendig spennvidde for kraftstasjonshallen var 26 m og høyden ca 60 m, altså en meget stor hall, særlig hva høyde angår. Sammenlignende studier av andre store kraftstasjonshaller ble derfor gjort.

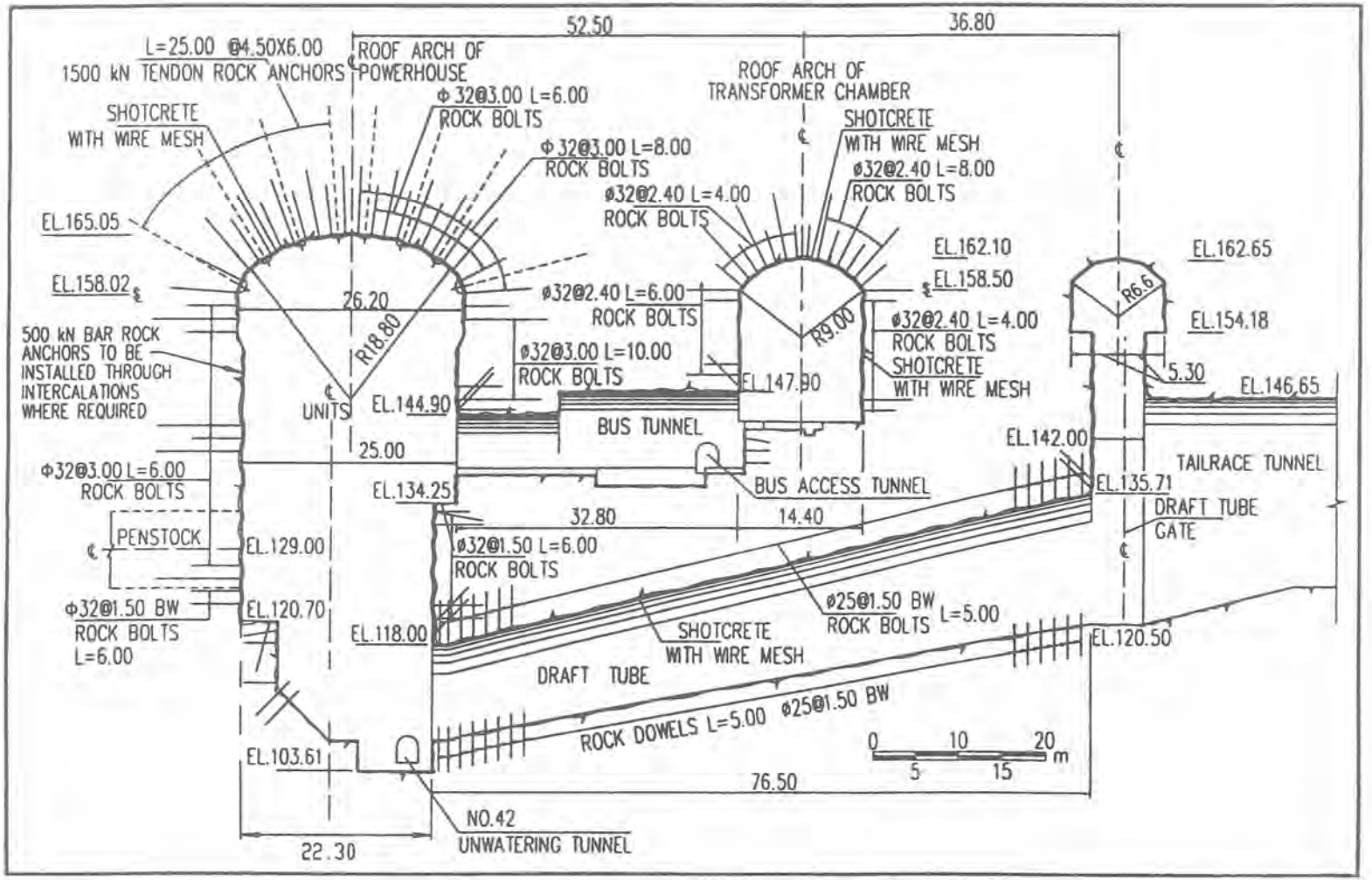
Resultatet av studiene av sikringsbehov er oppsummert i Tabell 1. Generelt er kinesernes krav til sikring av kraftverkstunneler forholdsvis konservative med omfattende bruk av plasstøpt betong, ofte med utforingstykkelser på ca. 1 m. Dette er hjemlet i deres nasjonale design-standarder. For oss kan det virke som mye unødvendig bruk av betong, og i noe grad er det vel også slik. En skal imidlertid være oppmerksom på at mulighetene for å komme inn igjen i disse tunnelene etter at de er tatt i bruk ofte kan være nesten umulig eller iallfall svært kostbart. Det kan også være hydrauliske og erosjonsmessige grunner for betongutforing. I forbindelse med åpning og lukking av luker vil det i noen tunnelene oppstå ekstreme vannhastigheter i størrelsesorden 40 –50 m/s. Og husk hvilket sedimentinnhold det her er tale om. Dette krever høyfast betong med meget jevne overflater. Og sist, men ikke minst, kostnadsforholdet mellom utsprengning og betongutforing går ganske annerledes i favør av bruk av betong i Kina enn i Norge.

KRAFTSTASJONEN.

Utforming og sikring av kraftstasjonskomplekset bestående av maskinhall, transformatorhall og hall for sugerørsluker fremgår av Fig. 4. Som en vil se er sikringen basert på bruk av bolter og nettarmert sprutbetong. Hengen i kraftstasjonshallen er ytterligere forsterket med 25 m lange forspente fjellankre satt i et mønster på 4,5 x 6,0 m. I alt er det installert ca 325 slike fjellankre, hver med en kapasitet på 1500 kN (150 tonn). De var ikke med i den opprinnelige kontrakten, men ble introdusert etter at modellberegninger hadde vist at de flattliggende leirsleppene langs lagdelingsplanet kunne føre til ustabilitet i hengen. Det ble også vist til at denne type sikring var brukt ved flere kraftstasjonshaller med store spennvidder. Avgjørelsen om å ta i bruk disse fjellankrene var sterkt omdiskutert. Mange, bl. a. medlemmene av Dam Safety Panel, mente at hengen var forsvarlig sikret med det planlagte system med 6,0 og 8,0 m lange bolter med senteravstand 1,5 m og at det ikke var behov for disse fjellankrene, bl. a. ble det vist til erfaringer og målinger gjort med den vellykkede sikringen av den 62 m brede Fjellhallen på Gjøvik som befinner seg i fjell av tilsvarende kvalitet, Q = 1 – 30, gj.sn. = 12.

Det ble imidlertid besluttet at det skulle installeres fjellankre. Dette førte selvsagt til en betydelig økning av de direkte kostnadene med sikring av hengen. Videre førte det til en forsinkelse på ca. seks måneder før videre nedsprengning av hallen kunne utføres, noe som igjen førte til tilleggskostnader for akselerasjon. Men kanskje enda mer betydningsfullt for det senere sluttoppgjør er det at byggherren ved å introdusere fjellankre på dette tidspunkt, klart medgir at han nå betrakter fjellforholdene som dårligere enn de som opprinnelig er beskrevet i kontrakten. Hva det til syvende og sist vil koste ham, er fremdeles ukjent, men at det summa summarum vil bli noen titlyre kostbare fjellankre, det er helt klart. Det foreligger nå ved avslutningen av undergrunnsarbeidene et krav fra entreprenøren som er like stort som den opprinnelige kontraktsum, ca. 130 mill. USD. Begrunnelsen er kort og godt uforutsebare, endrede grunnforhold.

Som Fig. 4 viser ble det også, hvor det ble ansett som nødvendig, satt inn 15 m lange forspente bolter i de 61,4 m høye veggene. Kineserne har ellers adoptert den norske metoden

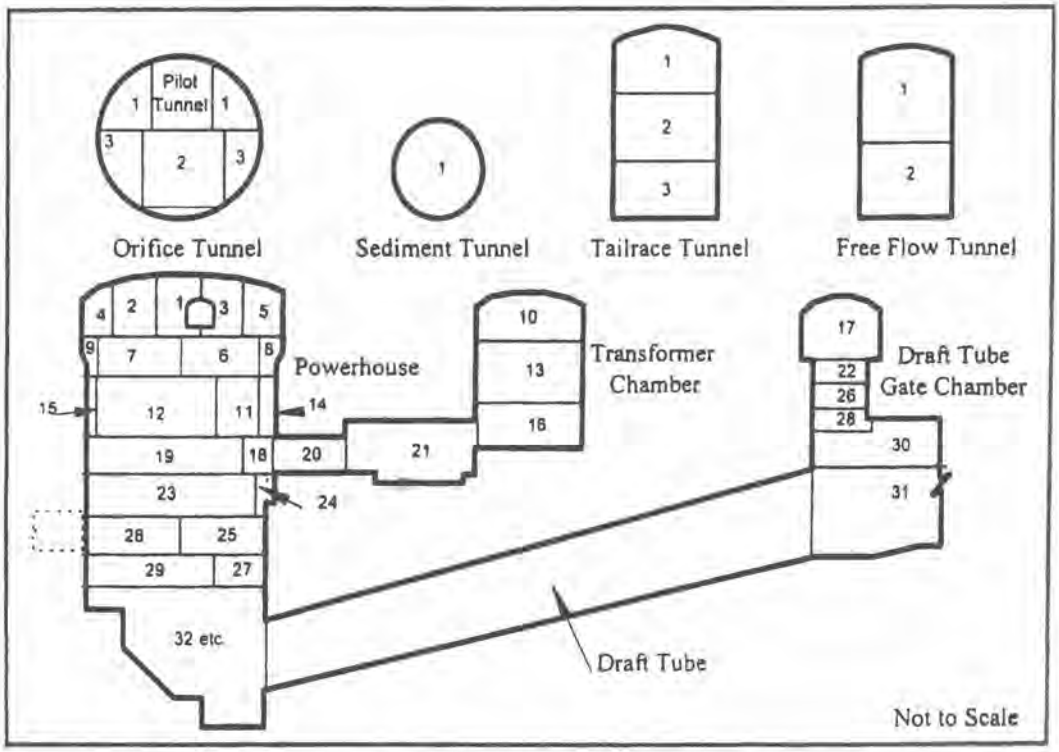


Figur 4 – Utforming og sikring av kraftstasjonskomplekset med maskinhall, transformatorhall og hall for sugerørsluker.

med krandragerne boltet direkte i fjellet. For dette formål ble det som i veggene bruk 32 mm forspente 15 m lange stålbolter med 500 kN kapasitet, innsatt med 1,0 m senteravstand.

For å følge med i utviklingen av stabilitetsforholdene i kraftstasjonshallen, ble det satt inn ulike instrumenter langs tre tverrsnitt. Dessverre ble instrumentene i hengen satt inn så sent at den vesentligste del av de deformasjonene antakelig hadde funnet sted, kun 3 mm er målt. Nå tilsier for øvrig de lave horisontale spenninger og hengens utforming relativt små deformasjoner (Jin et al.,1999). I oppstrøms vegg viser extensometrene en max. deformasjon på 4 mm og i nedstrøms vegg 10 mm. Dette samsvarer godt med den maksimale konvergens-måling som viser 14 mm, altså meget små deformasjoner i de meget høye veggene. Alle instrumenter viser nå at deformasjonene har opphørt. Vi har altså en meget stabil hall, og de gamle påstander om at krasftstasjonen ikke kunne legges i fjell er klart motbevist.

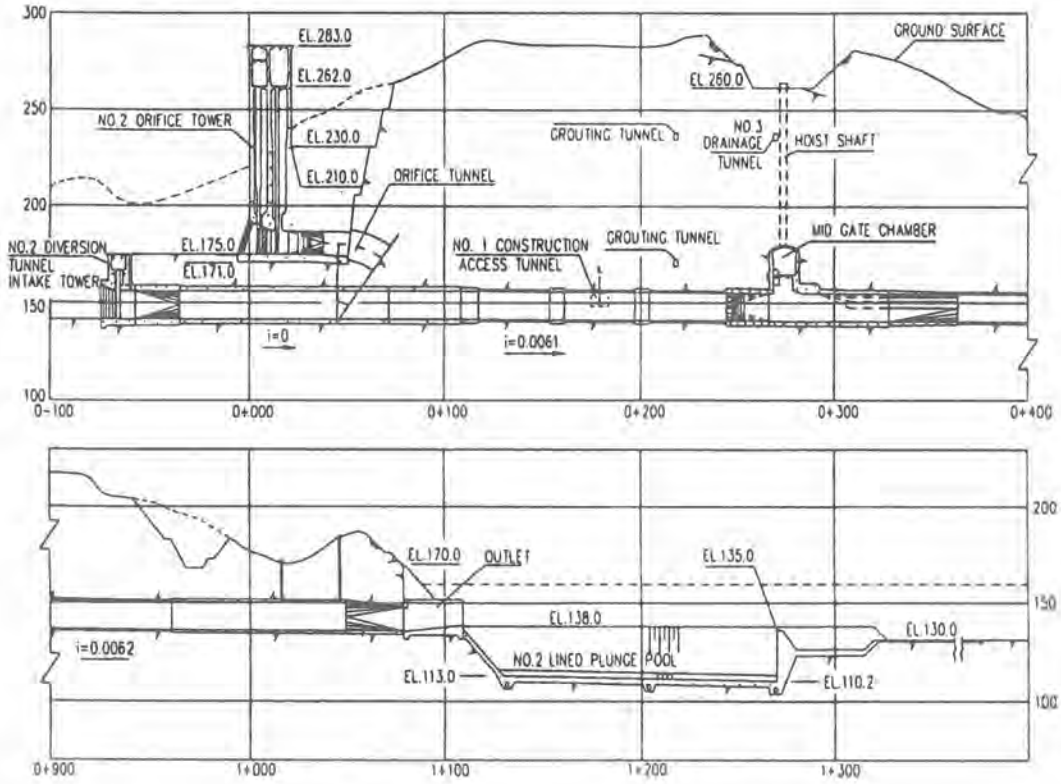
I Fig.5 vises sprengningsplaner for så vel kraftstasjonskomplekset som for de viktigste tunnelene. I de fleste tunnelene ble salvelengder på 3.0 m brukt. I kraftstasjonen og i de store avløpstunnelene var salvelengden 4,0 m. (I tillegg til de tunneler som fremgår av Fig.1 er det en rekke små adkomststoller og dreneringstunneler). Pallhøyden i kraftstasjonskomplekset varierer fra 6 til 9 m. Presplitting ble brukt, unntatt under krandragerne hvor forsiktig sprengning med korte salver og reduserte ladninger ble brukt.



Figur 5 – Utsprengningsplaner for kraftstasjonskompleks og tunneler.

OMLØPSTUNNELENE.

For å kunne tørrlegge damstedet i Den Gule Flod er det nødvendig med hele tre meget store tunneler, sprengningsmål diameter fra 16,7 til 18,2 m. Lengdene er ca. 1100 m. For å kunne ha kontroll med ekstreme flommer i fremtiden, kan det bli nødvendig også å benytte seg av den kapasitet som disse tunnelene representerer. Inntaket må imidlertid heves til et høyere nivå. Dessuten må det installeres energidrepere for å kunne ta hånd om det energipotensiale som en høydeforskjell på 275 – 138 = 137 m representerer. Dette er skjematisk vist i Fig.6. Det er så vidt vites første gang en slik omgjøring av omløpstunneler er gjort, iallfall i en skala som det her er tale om. Mange modellforsøk er derfor gjort for å finne form og størrelse på de innstrupningsringene (orifices) som må installeres. En forsøkstunnel med diameter 4,5 m ble faktisk bygget. En suksessfull "etterbruk" av disse meget kostbare omløpstunnelene representerer en betydelig besparelse. (Etter omgjøring kalles tunnelene for Orifice tunneler).



Figur 6 – Lengdesnitt gjennom omløpstunnel Nr. 2

For et elvekraftverk er dagen for tørrlegging av elven (diversion day) en nøkkeldato (21. oktober 1997 for Xiaolangdi). For å nå den så tidlig som mulig hadde byggherren satt i gang å drive pilot-tunneler for alle tre omløpstunneler med lokale entreprenører i god tid før de internasjonale kontrakter ble inngått. Disse hadde et tverrsnitt på 8,0 x 8,7 m og befant seg like under endelig heng. De ble midlertidig sikret med bolter hvor det ble ansett nødvendig. For øvrig hadde nok utsprengningen vært heller røff, og profilet var nokså kvadratisk.

Som tidligere nevnt skjærer de tre viktigste forkastningene omløpstunnelene med en meget spiss vinkel, 20 –25 °. Under endelig driving av disse tunnelene inntraff en rekke utfall og også tre større ras. Bl.a. ble en stuff stående helt stille i ca. to måneder mens man vurderte sikkerhetsforholdene og arbeidet med å finne løsninger. Slike langvarige stopp i et område med ustabile bergmasser gjør normalt bare vondt verre.

Under de diskusjoner som etter hvert oppstod mellom entreprenør og byggherre/konsulent ble man enige om å definere det som utfall (rock fall) når mengden var mindre enn 150 m3 og som ras (collapse) når den var større. Det er for øvrig omtrent det eneste man har lyktes i å bli enige om. Saken er nå til vurdering hos det såkalte Disputes Review Board, og det dreier seg om krav i 100 mill. USD klassen. Stabilitetsproblemene førte nemlig til kraftige forsinkelser, og det ble nødvendig med en voldsom aksellerering for ikke å miste "Diversion Day" og således et års produksjon. Også her er kravet begrunnet i uforutsebare, endrede grunnforhold.

Dam Safety Panel har hele tiden ment at når en entreprenør i et område har mulighet for å inspisere hele tre parallelle pilot-tunneler med bredde og høyde omtrent som halvparten av endelig tunnel, da kan han iallfall ikke klage over uforutsebare grunnforhold. Vi har ment at det kanskje aldri har foreligget bedre muligheter for en tunnelentreprenør til å skaffe seg detaljert kunnskap om grunnforholdene.

Et helt annet spørsmål som kan stilles i ettertid, er om det var så lurt å sprenge disse pilot-tunnelen, eller iallfall lage dem så store. Det førte utvilsomt til at bergmassene i heng-området løsnet p.g.a. manglende innspenning, særlig i og nær forkastningssonene, når hovedtunnelene ble drevet frem. De fleste utfall og ras inntraff nemlig i pilot-tunnelene foran stuffen under fremdriften av toppstollen. Den utførte bolting var også av til dels tvilsom kvalitet både med hensyn til boltelengde og forankring. Det ble derfor snart klart at pilot-tunnelene måtte ettersikres før hovedtunnelene ble drevet. Entreprenøren etablerte også et ganske omfattende instrumenterings- og måleprogram for å kunne følge med utviklingen i de kritiske områdene. Husk at vi taler om ca. 300 m2 store tunneltverrsnitt.

For å re-etablere tunnelene i rasområdene ble det pumpet inn betong og injiseringsmasse i hulrommene utenfor profilet, installert jordankre i knusningssonene foran stuffen, forinjisert i rasmassene og drevet i små seksjoner som ble sikret med stålbuer og sprutbetongbuer.

FORSPENT BETONGFORING I SEDIMENT-TUNNELENE.

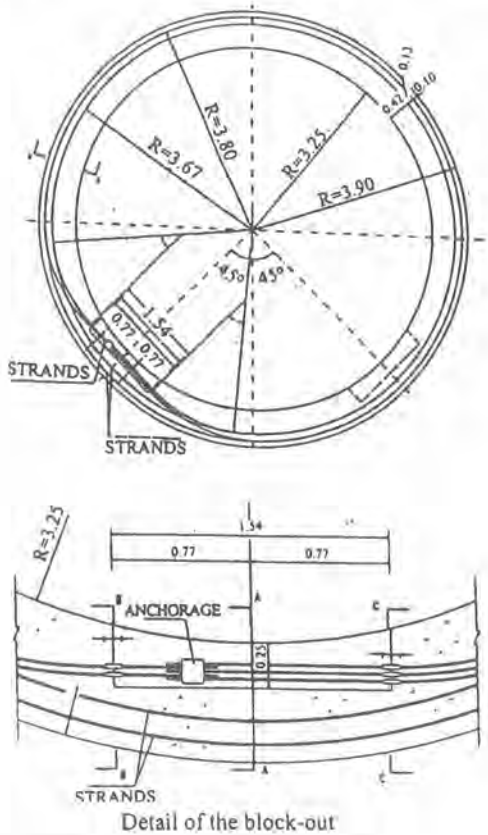
Inntaket til de tre såkalte sediment-tunnelene er plassert mellom og like under tilløps-tunnelene til kraftverket. I flomperioder vil de være de første ekstra tunneler som tas i bruk for flomavledning. De har en indre diameter på 6.5 m og hver av dem har en kapasitet på 500 m3/s. De skal bl.a. sørge for at det er et rimelig sedimentfritt område oppstrøms for tilløpstunnelene slik at minst mulig sediment skal slite på turbinene.

Under senteret av damkjernen er det i fjellmassene injisert et dypt gardin for å hindre vann i å lekke ut av reservoaret og destabilisere nedstrøms skråninger og skjæringer. Sediment-tunnelenes lengde er ca. 1100 m og omtrent 750 m er nedstrøms dette gardinet. Her vil vanntrykket tilsvare ca. 120 m, mens fjelloverdekningen er variabel, men generelt lav. Dette er altså trykktunneler, og det er nødvendig å forhindre utlekkasje av vann. Mange alternative løsninger ble vurdert, bl.a. stålforing, dobbelt betongforing med PVC-duk i mellom, jet-

injisering av svakhetssoner og forspent betongforing. Den siste løsningen ble valgt, og det kan forhåpentlig være av interesse å gi en kort presentasjon av den her. (En mer detaljert beskrivelse finnes i Wang;1999).

Det opprinnelige design var basert på fullt innstøpning av den forspente armering. Entreprenøren foreslo imidlertid å benytte en metode hvor forspenningsarmeringen legges i 1,5 mm tykke plastrør som fylles med fett (grease) slik at den kan bevege seg fritt. Fullskala forsøk ble utført på anlegget, og det ble besluttet å akseptere entreprenørens forslag. En forspenning på 5440 kN/m var nødvendig, og forsøkene viste at 5564 kN/m ble oppnådd. Gode grunner til at den uinnstøpte eller ubundne metoden ble valgt var bl.a. at den ga jevnere spenningsfordeling, færre og mindre forankrings-utsparinger var nødvendig, redusert materialforbruk og enklere (og dermed billigere) montasje.

Fig. 7 viser utforming og prinsippet for oppstramming. Hver streng (strand) består av 8 stk. 15,7 mm stål wirer med nominell strekkstyrke 1860 kN/mm2. Avstanden mellom hver forspent armering er 0,5 m. 24 slike forspente ringer utgjorde en blokk på 12,05 m. I alt 182 slike blokker med samlet lengde på 2169 m ble installert i de tre tunnelene. Utsparingene for oppstramming lå annenhver gang henholdsvis 45° til venstre og til høyre for senterlinja i tunnelen, se figuren.



Figur 7 – Forspennings-system for betongforingen i sedimenttunnelene.

REFERANSER.

Jin, W., Broch, E. and Lu, M.(1997): *Stability study of an underground power cavern in sandstone.* In Broch et al.: Hydropower '97, Balkema, Rotterdam, pp.647-651.
Jin, W., Broch, E. and Lu, M.(1999): *Influence of in-situ stresses on the stability of powerhouse caverns – Two case studies.* In Alten et al.: Challenges for the 21st Century. Balkema, Rotterdam, pp. 233-240.
Lin, X. & Shen, F.(1999): *Stability analysis for underground powerhouse and tunnels of Xiaolangdi Multipurpose Dam Project.* In Alten et al. : Challenges for the 21st Century. Balkema, Rotterdam, pp. 721-728.
Wang, X.(1999): *Layout and construction of the underground structures at the Xiaolangdi Multipurpose Dam Project.* In Alten et al.: Challenges for the 21st Century. Balkema, Rotterdam, pp. 799-807.
Wang, X. & Solymar, Z.(1997): *Design and underground construction at the Xiaolangdi Multipurpose Dam site.* Tunnelling and Underground Space Technology. Vol.12, pp.461-472.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Bruk av Bulksprengstoffer med forskjellig energi i nytt ladesystem.

The use of Bulk Explosives with various energy.

Overingeniør Oddvar Brøndbo, Dyno Nobel Europe

Jeg vil innlede mitt foredrag med å skue bakover i tid til gammelbasen som kunne utnytte sprengstoffets energi, for å unngå kostbar og tidkrevende boring.
Etter at bulksprengstoffene gjorde sitt inntog, ble grunnleggende, viktige prinsipper for utnyttelse av borehullsvolumet forlatt. Dette har sin forklaring i flere fornuftige årsaker, prisbilde, krav til effektivitet, osv. Det kan også skyldes at vi som skal forsyne bransjen med produkter og teknikk, ikke har fulgt med i timen.
Hovedårsaken finner vi hos boremaskinene, borestål og borere. Prisen på boremeter har hatt en relativ kraftig nedgang som skyldes en enorm kvalitetsforbedring i alle ledd.
Jeg vil forsøke å illustrere hvordan en sprengning til et pukkverk, som har krav til omgivelser, pukkvalitet, finstoff, storblokk, rystelser og sprut til omgivelsene, må oppleve dette med å ikke kunne fordele sprengstoff med forskjellig bulkenergi i salven.

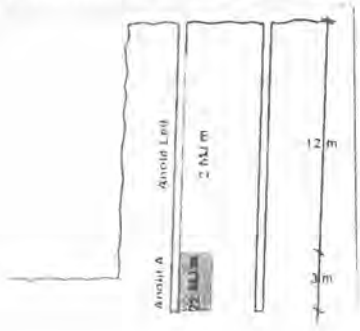
Det vil komme noen bastante påstander som er mer og mindre dokumenterbare.

SUMMARY
In this paper I will start by looking back in time, at the old blaster who could make the most of the explosives energy to avoid expensive and time consuming drilling.
When bulk explosives were introduced the basic and important principles for utilization of bore hole volumes were abandoned. This can be explained by several rational reasons; operating costs, efficiency requirements etc. Another cause may be that we, who supply the industry with products and engineering, have been "sleeping in class".
The main reason for this we find in development of drilling rigs, drill steel and rig operators. The price of bore meters have had a relatively strong decline as a result of substantial improvement in quality at all levels.
I will attempt to illustrate a blast in a quarry that has demands for; surroundings, gravel quality, fragmentation, vibrations and fly rocks. This quarry has not got the possibility to distribute explosives containing varying bulk energy in the blast.
This lecture will discuss different solutions for distribution of bulk explosives with various bulk energy contents.

Påstand 1 :

Det er ikke mulig å lade frontrasten i en produksjonssalve med ett sprengstoff og samme bulkenergi hvis en skal ivareta forhold som f. eks. kontrollert fremkast, minimum storblokk og normale lasteforhold.

Figur 1 viser en normal fordeling av energi 1 første rast.



Her er det tatt hensyn til manglende dekning av første rast, og at den oftest har variert tak grunnet bakbryting fra foregående sprengning.

Utløst energi i bunnladning, Anoit A, 22 MJ/m

Utløst energi i pipeladning, Anolit Lett 30, 2 MJ/m

Påstand 2 :

Det er ikke mulig å lade en normal produksjonssalve med et sprengstoff som har lik bulkenergi i en borediameter hvis man skal ivareta god lastbarhet, minimum finstoff og storblokk fra toppen.

Figur 2 viser en normal fordeling av energi for resten av en salve.

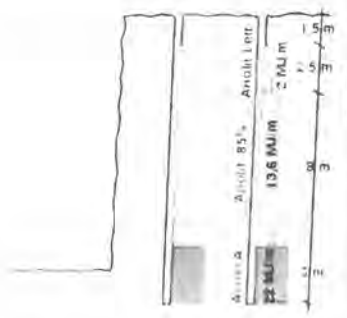
Her er det tatt hensyn til normal fragmentering, god lastbarhet og minimum storblokk.

Utløst energi i bunnladning, Anolit A, 22 MJ/m

Utløst energi i pipeladning, Anolit, 16 MJ/m

Utløst energi i toppladning, Anolit Lett, 2 MJ/m

Figur 3 viser eksempel der finstoffet ønskes spesielt redusert.



Her er hensynet til lastbarhet ivaretatt, men fragmenteringen blir noe grovere ved samme boremønster. Finstoffet blir betydelig mindre selv ved mer boring.

Utløst energi i bunnladning, Anolit A, 22 MJ/m

Utløst energi i pipeladning Anolit 85%, 13,6 M

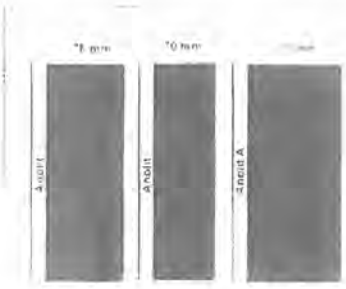
Utløst energi i toppladningen, Anolit Lett 2 MJ

Dette er tre eksempler på nyttige kombinasjoner av bulkenergi for å ivareta noen sentrale hensyn.
Andre forhold som vil kreve en differensiert fordeling av energi kan være diameterslitasje av borekronen.

Påstand 3 :

Det kan bli kostbart og ikke kunne øke sprengstoffets energi i bunnen når diameterslitasjen har tatt 20% av volumenergien.

Figur 4 viser energiutbytte ved ny borekrone mot en som er utslitt (76 mm – 70 mm) i bunnladningsområdet (***3 meter***).



Uløst energi Anolit, 76 mm. 16 MJ/m

Uløst energi Anolit, 70 mm. 13,2 MJ/m

Uløst energi Anolit A, 70 mm. 18,8 MJ/m

Eksempelet viser at hvis man tillater den utslitte kronen å bore tilfeldig i salven sammen med nye, kan det være fornuftig å legge inn en bunnladning for å sikre

lastbarheten. Det mest fornuftige er å slite kronen ned eksempelvis 4 mm (76 mm – 72 mm), og beregne boremønsteret ut fra 72 mm borekrone. Borekroner under 72 mm brukes til f. eks. vegghull eller en beregner boremønster ut fra f. eks. 68 mm.

Alle slike problemstillinger som er illustrert ovenfor kan løses med bulksprengstoff med varierende bulkstyrke. Dyno Nobel kan i dag levere bulksprengstoffer med bulkenergi fra 30% til 130% (Anfo 100%). Vi kan sammen med kunden komponere et energi-innhold i sprengstoffet som er tilpasset sprengbarheten, borehullsdiameter osv. Muligheten for å utvide energiområdet er absolutt tilstede, fra 15% til 150%.

Leveranser av Bulksprengstoff med flere energivarianter, krever et effektivt ladesystem som kan fordele energien i borehullet. Dyno Nobel opererer i dag et ladesystem som kan fordele to typer sprengstoff i samme borehull. Begge varianter kan forhåndsprogrammeres etter kundens ønske, og leveransen dokumenteres med utskrift for hvert enkelt borehull. Eksemplene som er vist har benyttet tre varianter i samme borehull. Her kreves det at toppladning foretas til slutt, eller med manuell lading fra sekk. Det foreligger planer om et ladesystem som kan håndtere fire ulike energivarianter med forhåndsprogrammering.

Utviklingen av sprengstoff og ladesystemet hadde ikke vært mulig uten et nært samarbeid med våre kunder. Feiring Bruk A/S og Kjell Foss A/S, skal spesielt nevnes. Begge er storbrukere av alle varianter bulksprengstoff for sprengning i pukkverk. Nevnes bør også at Feiring Bruk i dag ikke bruker standard Anolit, men Anolit A, Anolit 90% og Anolit Lett 30%. Dette for å ivareta optimale lasteforhold – minimalt finstoff og kontrollert fremkast.

FJELLSPREGNINGSTEKNIKK
BEGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

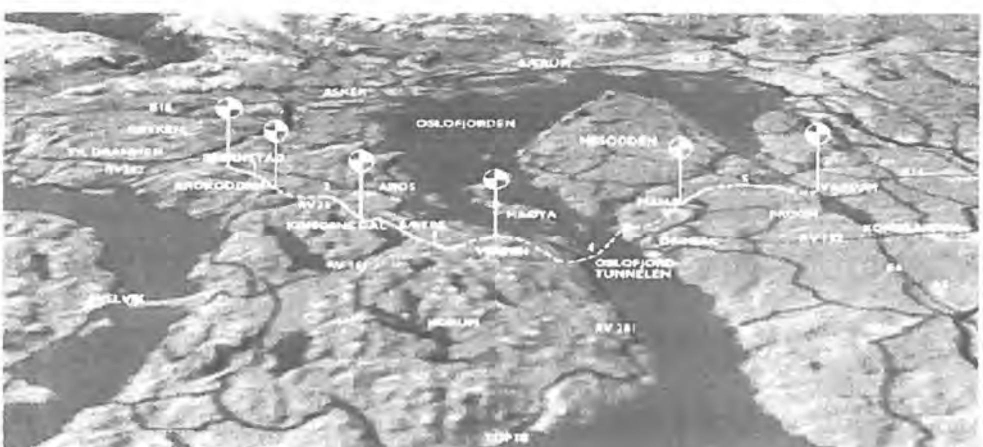
OSLOFJORDTUNNELEN

ERFARINGER FRA FRYSING OG DRIVING GJENNOM FRYSESONEN

Byggeleder Fridtjof Andreassen
Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen

1. KORT BESKRIVELSE AV PROSJEKTET

Rv 23 Oslofjordforbindelsen går mellom E 18 i Buskerud og E6 i Akershus, og knytter øst- og vestsiden av Oslofjorden tettere sammen. Forbindelsen skaper bedre kommunikasjon øst/vest, åpner nye områder for utbygging, og avlaster sentrale deler av Oslo-området for trafikk. Oslofjordforbindelsen er 26,5 km lang. Anleggsstart var 14. april 1997. Utbygging av prosjektet er delt inn i 5 parseller som ferdigstilles samtidig. Oslofjordsforindelsen vil bli åpnet for trafikk sommeren 2000.

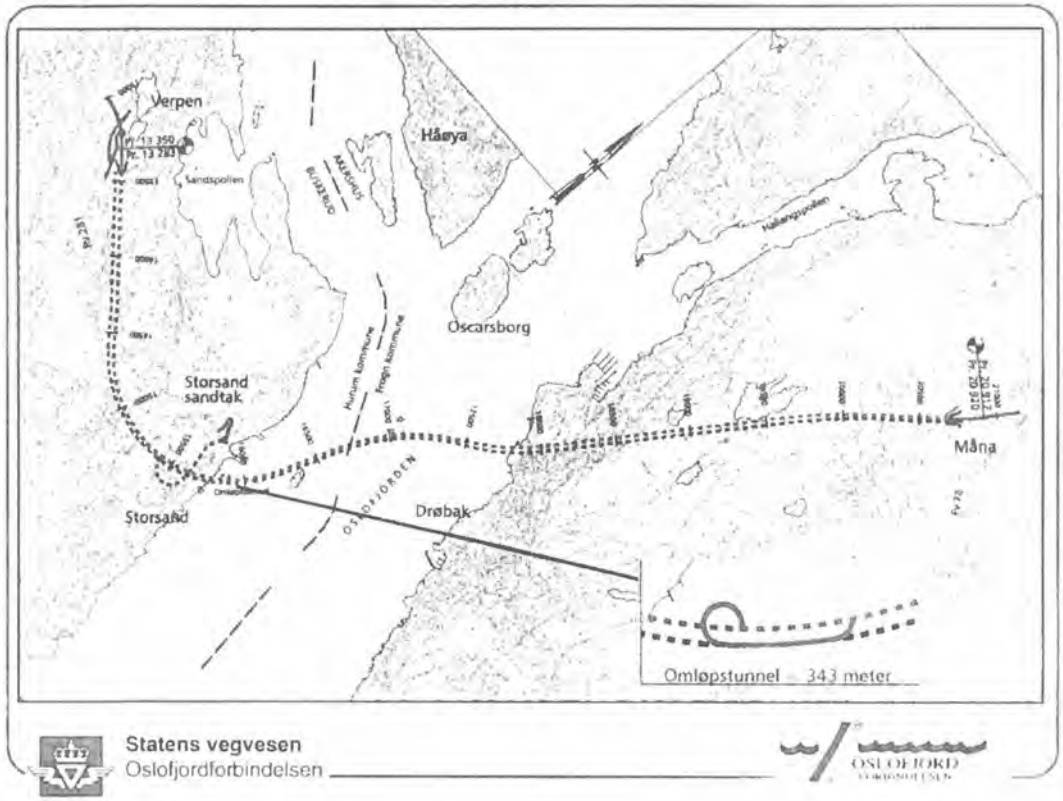


Figur 1. *Oversikt over Oslofjordforbindelsen.*

Parsell 4 Oslofjordtunnelen, er 7,6 km lang og inkluderer Oslofjordtunnelen på 7,2 km. Tunnelen får 3 gjennomgående kjørefelt og bygges med tverrsnitt T11 (teoretisk sprengningsprofil 79 m^2). Største stigning er 7% og lavbrekket ligger 134m under havoverflaten.

Tunnelen drives fra et tverrslag på Hurumsiden i Storssand sandtak og fra ordinært tunnelpåhugg på Drøbaksiden ved Måna. Se figur. 2

Konsulenter er Dr. Ing.A.Aas-Jakobsen, ViaNova og ElektroNova. Utførende entreprenør er Scandinavien Rock Group (SRG).Tekniske installasjoner utføres av ABB Installasjon.



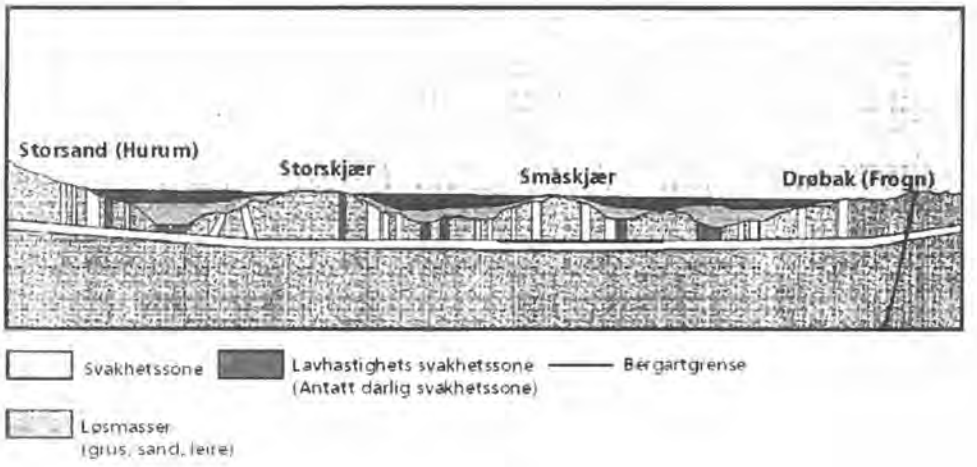
Figur 2. *Parsell 4. Oslofjordtunnelen.*

2. GEOLOGI OG FORUNDERSØKELSER

Oslofjordtunnelen går i sin helhet i prekambriske gneiser av forskjellig type, mest granittisk gneis og øyegneis under landsiden i vest og store deler under fjorden, samt granittisk og granodiorittisk gneis på landsiden i øst. Det har vært utført omfattende geologiske undersøkelser av prosjektområdet i form av refraksjonsseismiske målinger, kjerneboringer og seismisk tomografi. Resultatet av forundersøkelsene fremgår av figur 3 som viser svakhetssoner, lavhastighetssoner, løsmasser og bergartgrenser på et vertikalsnitt gjennom tunnelen.

Forkastingssonen utenfor Hurumlandet ble ut fra forundersøkelsene ansett som den mest kritiske da det var her en ville ha minst fjelloverdekning over tunnelen samtidig som denne sonen hadde lavest seismisk hastighet.

Det ble derfor i dette området utført omfattende grunnundersøkelser, med bl.a. 850 meter overlappende kjerneboring og hull-til-bunn seismikk. Resultatene viste en svakhetssone som kunne drives på konvensjonelt vis. I tillegg ble det lagt opp til grundige forundersøkelser fra stuff i forbindelse med driving, kjerneboring og systematisk sonderboring. Ut fra det grunnlag som forelå ble fjelloverdekningen valgt til 32 meter.



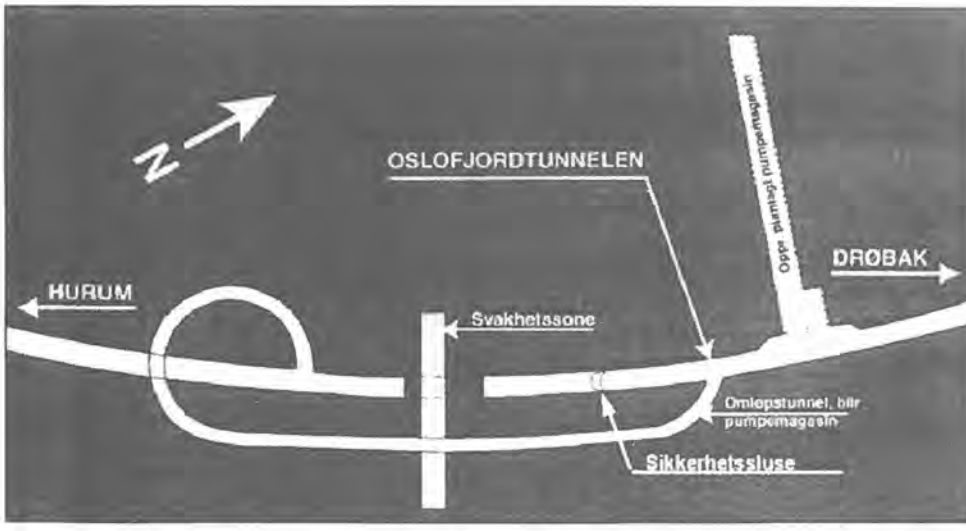
Figur 3: *Geologisk profil av Oslofjordtunnelen basert på forundersøkelsene.*

3. REGISTRERING AV LØSMASSESONEN. VALG AV METODE FOR DRIVING GJENNOM SONEN.

Til tross for de omfattende forundersøkelsene som var utført av svakhetssonen på Hurumsiden ble det først under selve tunneldrivingen registrert at forkastningssonen inneholdt løsmasser. Ut i fra at plassering av sonen var kjent, var det lagt opp til et driftsopplegg med kjerneboring fra stuff, omfattende sonderboring og systematisk injeksjon. Registreringen skjedde 17. desember 1997 under de faste prosedyrene for sonderboring og overdekningskontroll. Sonderboringer viste løse masser og lekkasjer med fullt vanntrykk tilsvarende tunneldybden på 120 m. Situasjonen var under kontroll ved at tunneldriften ble stoppet i godt fjell i trygg avstand fra løsmassesonen, ca. 15 m.

Supplerende undersøkelser viste et man trolig stod overfor en utspylingsrenne fylt med løsmasser som nådde ned til midt i tunneltverrsnittet.

Det ble kjerneboret ut til sidene for å undersøke mulighetene for sideforskyvning av tunnelen. Resultatene fra disse undersøkelsene viste at sideforskyvning ikke ville ha noen hensikt. Kjerneboringer ut til siden og ned til 15 - 20 m under tunnelnivå viste imidlertid akseptable forhold. Det ble derfor besluttet å drive forbi sonen med en egen omløpstunnel for ikke å tape tid. Da lavbrekket for Oslofjordtunnelen ligger i samme området kunne det utsprengte volum i omløpstunnelen erstatte det planlagte pumpemagasinet i samme område. Se figur 4.
Ved denne løsningen var en også sikret adkomst til svakehetssonen fra begge sider. Etter at det var drevet inn mot sonen også fra motsatt side, gjensto 46 m tunnel, hvorav selve sonen var antatt å utgjøre ca 12 m.



Figur 4. *Omløpstunnel for passering av løsmassesonen.*

Parallelt med kartleggingen av sonen nedsatte byggherren og entreprenøren i fellesskap en samarbeidsgruppe med deltagere fra konsulentfirmaer og Vegdirektoratet. To metoder for å stabilisere massene ble vurdert. Injeksjonsstabilisering og frysestabilisering. Gruppen samlet seg om å anbefale nedfrysing av sonen før driving. For å stabilisere massene slik at det skulle bli lettere å bore frysehull ble det først injisert ca. 800 tonn sement.

4. ETABLERING AV FROSTKONSTRUKSJON. DRIVING GJENNOM SONEN. PLANLAGT UTFØRELSE.

Entreprenøren engasjerte det norske firmaet GEOFROST Engineering til dimensjonering og gjennomføring av fryseprosessen.

Det ble tidlig gjort en vurdering av alternative mestoder for nedfrysing, enten bruk av nitrogen eller saltlake. Nitrogenfrysing gir raskere nedfrysing, men har større kostnader, og en del praktiske ulemper. Lakefrysing ble valgt da nedfrysing etter etablering av omløpstunnel ikke ville ligge på tidskritisk linje.

For å kunne dimensjonere frostkonstruksjonen måtte følgende grunnlag bestemmes:

- Ytre belastninger i form av jordtrykk og vanntrykk
- Materialegenskaper for de frosne løsmassene
- Plassbehov for permanent sikringskonstruksjon.
- Driftsopplegg for driving gjennom sonen etter at frostkonstruksjonen var etablert. Dette ville bestemme belastningens varighet, og dermed seksjonslengde for driving gjennom sonen (åpningslengde i frosset materiale).

Parallelt med arbeidet for å fremskaffe overnevnte data, ble arbeidet med boring av fryserør startet.

Boring av fryserør.

Det ble antatt at en rad med fryserør rundt profilet ville være tilstrekkelig. Boreplanen ble valgt ut fra at det skulle være plass til en frostkonstruksjon med stor tykkelse. Forsøkene for å bestemme materialegenskapene for frosset materiale viste imidlertid at tilstrekkelig bæreevne ved rimelige tykkelser krevde meget lave temperaturer. Det ble derfor bestemt at det skulle bores en ekstra rad med fryserør rundt de deler av profilet som lå i løsmassene. Denne raden ble plassert på innsiden av første rast.

Frysing ble utført fra stuffen der tunneldriften var stanset. For å få plass til frysehullene og for å få boret disse mest mulig parallelle med tunnelen ble profilet her utvidet til et spenn på 20 meter. Valgt boreutrustning hadde behov for 2,0 meter under og sideveis for ansett og 1,0 meter over for å få plass til boremaskinen og betjening av denne.

Boreplan:
- 115 stk frysehull inklusive hull for måling av temperaturer, lengde 30-35 m.
- Diameter 165 mm.
- Foringsrør 140 mm ved ustabile hull.
- Sikringsrør , lengde 300 mm, påmontert sluseventil som beredskap ved vannlekkasjer.

Tilgjengelig utstyr for boringen var brønnboringsrigger med senkboreutstyr.

Ytre belastninger.

Det er regnet med fullt vanntrykk på 1200 kPa som tilsvarer gjennomsnittelig vanndybde på 120m i løsmassedelen.
Ut fra erfaringer blant annet fra Bjorøytunnelen ble det i tillegg antatt et jordtrykk fra overliggende masser på 200 kPa, totalt 1400 kPa.

GeoVita har vært engasjert i en vurdering av den totale belastningen på frostbuen ved hjelp av elementmetodeprogrammet PLAXIS. Konklusjonen var at en total ytre last på 1400 kPa var et fornuftig valg.

Materialegenskaper for frossent materiale, temperaturkrav.

Det ble utført enaksiale trykk- og krypforsøk på frosne prøver av sand- og grusmaterialer tatt ut fra sonen.
Trykkforsøkene ble utført ved - 10 °C, - 20 °C, - 28 °C. Forsøkene viste at saltinnholdet har stor betydning for den styrke som oppnås. Styrkeøkningen pr. grad temperatursenkning var vesentlig større etter at saltoppløsningens eutektiske punkt var passert (ca. - 21 °C).

Referansestyrke ved - 20 °C ble målt til 3000 kPa mens den ved - 28 °C var økt til 8000 kPa. Da - 28 °C ble ansett som realistisk å oppnå ble denne temperatur valg som kriterium ved dimensjoneringen av frostkonstruksjonen.

Forsøkene har vært utført ved NTNU, Institutt for geoteknikk.

Dimensjoneringen ble utført av SRG v/GEOFROST Engineering og kontrollert av SINTEF, Bygg- og miljøteknikk.

Midlertidig sikringskonstruksjon.

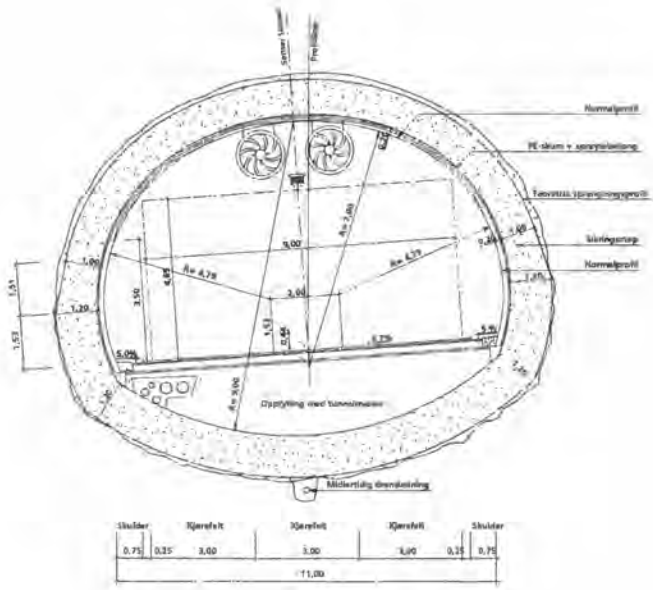
Ved driving gjennom sonen ville Oslofjordforbindelsen som prosjekt være kun ca ett år fra ferdigstillelse. Ut fra en totalvurdering av risiko i forhold til det som ville være investert i prosjektet, ble det besluttet å etablere en slusekonstruksjon 30 m bak stuff på drivesiden. Slusekonstruksjonen ble utført med en lukeåpning på 3,5m x 3,5 m ut fra en vurdering av plassbehov for aktuelt utstyr. Slusen ble dimensjonert for et vanntrykk på 135 m. Det ble utarbeidet spesielle prosedyrer for rask lukking, i fall uforutsette forhold skulle forårsake vanninnbrudd, selv om sannsynligheten for dette ble vurdert som svært liten.

Permanent sikringskonstruksjon.

Med de foreliggende belastninger krevdes full betongutstøping med sirkulært tverrsnitt og betongtykkelse varierende fra 1,0 - 1,2 m. Betongkvalitet i sålen C45 og i hvelv C65. Konstruksjonen er dobbeltarmert i såle og nedre del av vegg, for øvrig enkeltarmert. Tilpasset teoretisk spregningsprofil er 130 m^2. Se figur 5.

Ut fra en samlet vurdering av ytre belastninger og fordeling av de tilleggslaster som oppstår når neste salve skytes, ble det satt krav til fasthet på siste og nest siste seksjon fastsatt som følger:

- Sist støpte seksjon: f_{ck} = 40,0 Mpa
- Nest siste seksjon: f_{ck} = 55,0 Mpa



Figur 5 *Betongutstøping gjennom frysesonen.*

5. PLANLAGT DRIFTSOPPLEGG FOR DRIVING GJENNOM SONEN.

Driftsopplegget ble basert på driving av fullt tverrsnitt på 130 m2 med korte salver og med full utstøping av profilet etter hver salve. Tidsforbruk for full syklus ble satt til 1 uke og med en varierende seksjonslengde i selve sonen på fra 1,5 - 3,0 m.

Da kravet til å overholde ukesyklusen ved driving i løsmassesonen ville være absolutt ut fra sammenhengen mellom åpningslengde og tidsforbruk, ble sålestøp lagt mot helgen da denne aktiviteten var enkel å forsere hvis uforutsette forhold hadde gitt tidstap tidligere i uken. Videre ville salveskyting alltid komme på et tidspunkt da en disponerer fulle to skift i fall uforutsette forhold skulle kreve ekstrainnsats

Med gitt ukesyklus kunne salvelengdene bestemmes ut fra krav til maksimal åpen lengde for frostkonstruksjonen.

Da det var nødvendig med min. 0.5 m avstand mellom betongutstøping og stuff ville frost-konstruksjonen her stå åpen i 2 uker. Dette ble vurdert som dimensjonerende og krav til åpningslengde for hver seksjon ble satt ut fra et tidsrom på 2 uker.

Frosthvelvets tykkelse varierer over lengden av sonen som følge av et fryserørene er boret med en vinkel ut fra tunnelen. Dette ga varierende åpningslengder over sonen fra 3.0 m og ned til 2,2 m. Salvelengdene ble tilsvarende ca 0,5 m kortere ut fra krav til min. avstand mellom betongutstøping og stuff.

For å kunne gjennomføre dette opplegget ble følgende maskiner og mannskap tilført.

Hovedmaskiner:

Alt utstyr ble tilpasset lukeåpningen på 3,5 x 3,5 m i slusekonstruksjonen

- Borerigg med 3 bommer Atlas Copco
- 2 stk. mobilkran, Tandano, m/korg for boring av konturhull og innenforliggende rast med knematere (BBC16 og BBC34).
- Lastemaskin hjullaster L180.
- Gravemaskin med utstyr for pipping.
- Liten gravemaskin for rensk av såle.
- Sprøyterigg.
- Injeksjonsrigg.
- Komplett hydraulisk støpeskjold inkl. utstyr for gjenstøping av stuffen.
- Betongpumpe.
- Betongbiler m/liggende tromler (2 stk.).
- Lastebiler etter behov.

All armering lages på stedet i ferdige seksjoner som løftes på plass og slik at seksjonene er klare når salve er utlastet.

Bemanning

3 driverlag à 5 mann.

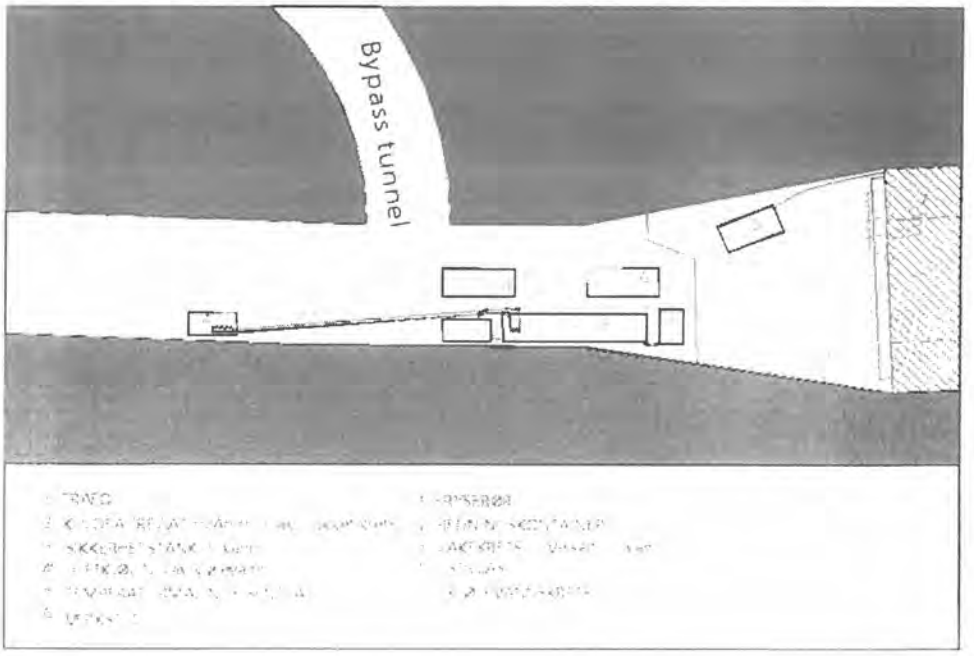
Skiftordning:	Mandag - fredag	0600 - 0200
	Lørdag	0600 - 1800

Drivingen ble planlagt som en ukesyklus med følgende arbeidsoperasjoner:

Mandag:	Armering av hvelv. Klargjøring av forskaling.
Tirsdag:	Støp av hvelv.
Onsdag:	Lading, salveskyting, utlasting og betongsprøyting.
Torsdag:	Rensk av såle. Boring av ny salve.
Fredag/Lørdag:	Armering, støp av såle. Klargjøring for ny hvelvstøp.

Fryseaggregat.

Fryseaggregat med tilhørende utstyr ble plassert mellom stuff for frysing og omløpstunnelen (bypass). De ulike komponentene fremgår av figur 6.



Figur 6. *Arrangement for frysing av løsmasser.*

6. BORING OG LADING.

Entreprenøren har planlagt boring og lading for driving gjennom frysesonen i samarbeid med Dyno.
Følgende forhold har vært bestemmende:

- Sprengstoffet må være sikkert i bruk ved temperatur ned til - 30 °C.
- Kontursprenging må utføres med stor presisjon og minst mulig ladningsmengde av hensyn til den frosne konturen, fryserørene og etterfølgende betongutforing.
- Foringsrør benyttes i alle borehull for å sikre at disse ikke fryser igjen mellom boring og lading.

Vanlig Dynamit og Glynit er basert på ren nitroglykol som fryser ved - 22 °C.
For frysesonene måtte det derfor produseres spesialsprengstoff på basis av en blanding av nitroglysering og nitroglykol som senker frysepunktet til - 40 °C. I tillegg ble benyttet Anolit.

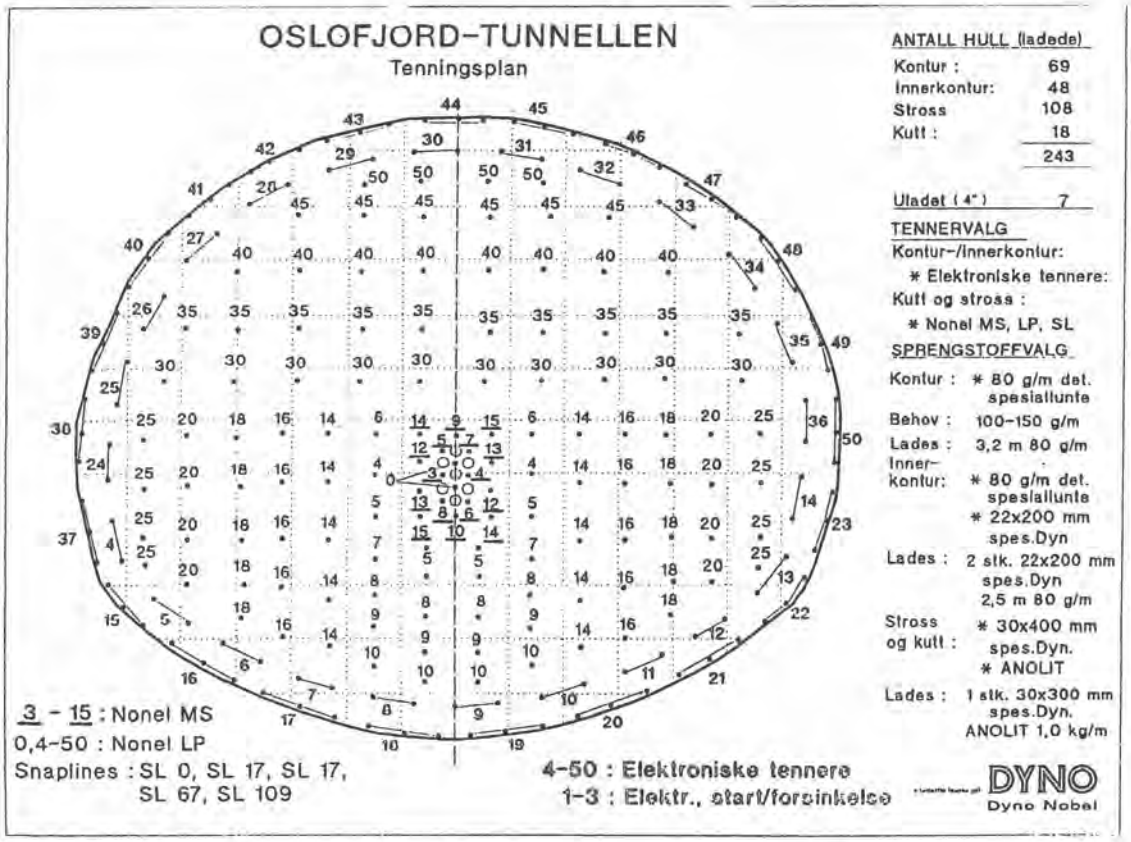
For å tilfredsstille konturkravet ble det planlagt brukt detonerende lunte 80-100 g/lm både i konturhull og i innenforliggende rad.
Begge hullrastene ble initiert med elektroniske tennere.

Spesialprodusert Dynamit og Glynit ble testet sammen med Anolit ved - 30 °C før driving startet og med godt resultat.

Spregningstekniske data for 2m salve:

Hullantall	:	243 stk.
Sprengstoff	:	230 kg.
Spesifikk ladning:		0,93 kg/m^3

Se figur 7 for komplett bore- og ladeplan.



Figur 7: *Bore- og ladeplan for 2 m salve.*

7. PRAKTISKE ERFARINGER FRA ETABLERING AV FROSTKONSTRUKSJONER OG DRIVING GJENNOM LØSMASSE-SONEN.

Erfaringene når det gjenstår ca. 20 m til gjennomslag, kan oppsummeres som følger:

Boring av fryserør:

- Utført forinjeksjon av løsmassene hadde liten effekt på vannlekkasjer og stabilitetsforhold.
  Foringsrør var nødvendig i hele løsmassedelen.
- De sikringsrørene med sluseventil som var anskaffet kun som beredskap, måtte på grunn av vannlekkasjene monteres på 82 av i alt 115 borehull.
- Vanntrykket på 12 bar medførte problemer for lufthammeren på boremaskinen. Overgang til vannhammer ga godt resultat.
- Vesentlig høyere tidsforbruk enn antatt. Hovedårsaken var at boreutstyret ikke var konstruert for oppgaven.
- Borenøyaktigheten var relativt god. Alle hull ble avviksmålt. Kontroll av virkelig plassering i forhold til målt plassering med avviksmåling i hullet ligger innenfor ± 200mm.

- Totalt 12 borehull måtte oppgis på grunn av problemer, som boring i gjenstående borstål, brudd i foringsrøret m.m.

17 borehull ble benyttet til temperaturmålinger med tilsammen 137 målepunkter. Dette ga 86 borehul disponibelt for fryseprosessen.

Kuldeanlegget.

- Forutsatt kjølesystem for kuldeanlegget var dimensjonert for en temperatur i tunnelen opp til 15 °C. Kjølevannet til anlegget blir kjølt med luft i egen tørrkjøler.

  Det viste seg at kjølekapasiteten sank dramatisk når lufttemperaturen steg til temperaturer rundt 15 °C.

  Flere tiltak ble igangsatt for å forberede kjølingen, som ekstra ventilasjon for å bli kvitt varm luft ved kjøler, vann-avkjøling av tørrkjøler og rigging av ekstra varmeveksler ved at kjølevannet ble ledet gjennom en 70m lang rørkrets montert i container og kjølt med drensvann fra tunnelen. Disse tiltakene hadde god effekt.

- Anlegget var utsatt for elektriske feil.

- En del komponenter i anlegget hadde lang leveringstid. Dette ga tidstap ved havari.

Samlet ikke planlagt driftsstopp for kuldeanlegget i løpet av ca 14 ukers innfrysningstid summerte seg opp til ca. 450 timer.

Kriterier for driving gjennom sonen.

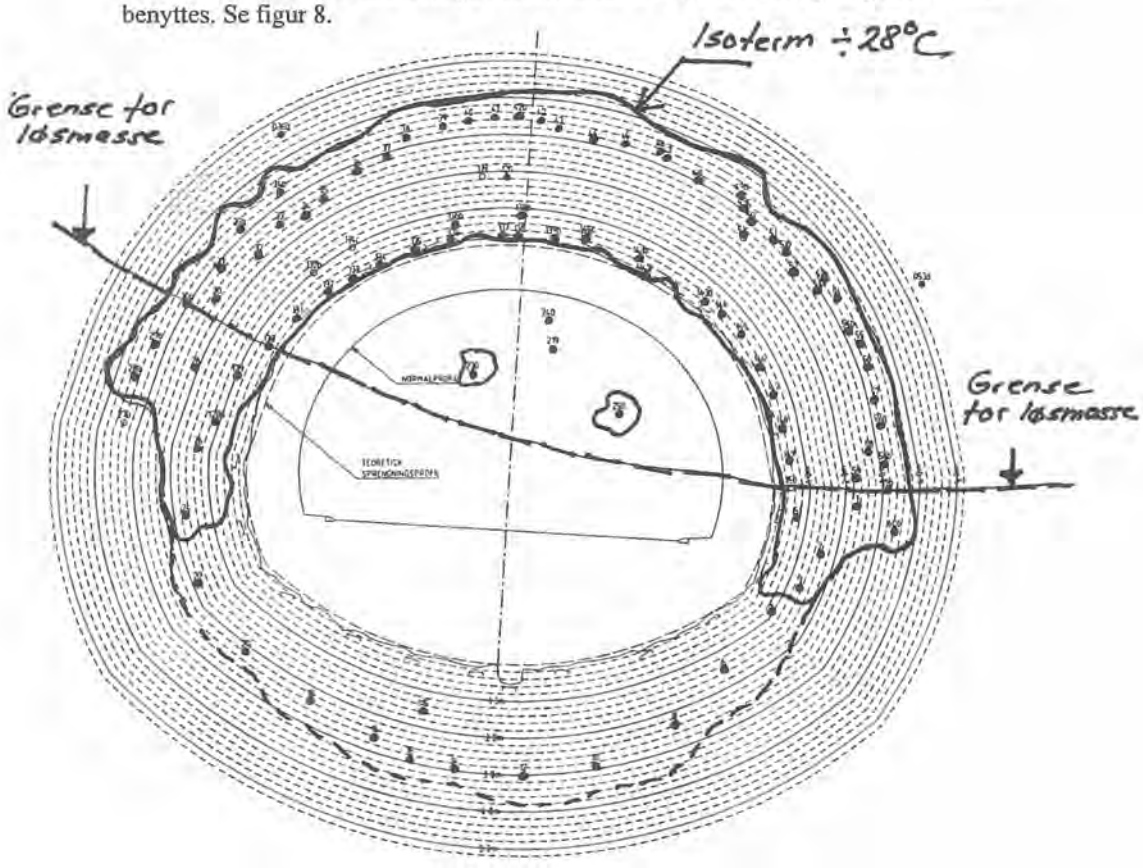
Før driving kunne starte var det på forhånd satt følgende kriterier for frost-konstruksjonene som måtte være oppfylt.

1. Frostkonstruksjonen måtte være vanntett rundt hele profilet.

2. Løsmassedelen av stuffen frosset for å sikre stabilitet.

3. Frosthvelvet etablert i forutsatt tykkelse og med en temperatur på - 28 °C eller lavere.

Det siste kravet viste seg å være bestemmende for å kunne starte driving. Da det viste seg usikkert når og om en temperatur på - 28 °C kunne nås for hele frostkonstruksjonen, ble det utarbeidet et alternativt driftsopplegg for en temperatur i frosthvelvet på - 25 °C. Dette ga kortere åpningslengde og derved kortere salvelengder. Driving ble startet når - 25 °C var nådd. Innen tunnelen var drevet inn i løsmasse delen var imidlertid temperaturkravet på - 28 °C nådd slik at forutsatte åpningstider kunne benyttes. Se figur 8.



Figur 8. *Ferdig etablert frostsikringskonstruksjon.*

Driving gjennom sonen.

Drivingen har vært gjennomført med små avvik fra planlagte opplegg.

- Borbarheten av de frosne massene har vært meget bra. Det har vært små problemer ved at løsmassene inneholder store mengder "kulestein" av ulik størrelse.

- Foringsrør har vært satt inn i alle hull uten problemer og uten etterfølgende ladeproblemer.

- Kun konturhullene har blitt boret med knematere, (BBC 16). All øvrig boring er utført med riggen.

- Meget nøyaktig kontur er oppnådd med bruk av 80g detonerende lunte i kombinasjon med elektroniske tennere. Begrenset skade på fryserør ved sprengning.

  Detonerende lunte sammen med Nonel som ble forsøkt på de første salver, fungerte ikke ved at kombinasjonen ga problemer med udetonert lunte i røysa.

  Konturen har vært sprengt med en innmålt nøyaktighet på ±100-150mm.

- Både hengen og stuffen har vært sprøytet etter utlasting for å hindre nedfall som følge av tining i overflaten.
  Sprøyting på frosne flater har fungert bra. Det har vært benyttet Alkalfri sprøytebetong tilsatt Rescon Cem og stabilator (St 2000).
  Nedfall av sprøytebetong har kun oppstått der fryserør har vært blottlagt noe som gir sprøyting på flater med temperaturer ned mot - 30 °C.

- Lite registrert sprekkdannelse i sprøytebetong. Dette kan tyde på at frostkonstruksjonen her vært stivere enn det som er beregningsmessig forutsatt.

- Fasthetsutviklingen for betongkonstruksjonene har vært som forutsatt. Det har ikke medført problemer at det støpes mot kalde flater. Temperaturen i betongen stiger i herdefasen til over 60 °C. Fasthetskravet før skyting av ny salve var satt til 40Mpa. Dette ble nådd etter ca. 20 timer med betong som holdt + 25 °C som utgangstemperatur og var tilsatt 3 liter P-stoff.

- Lukestørrelse i slusekonstruksjonen ble satt til 3,5 m x 3,5 m på grunnlag av størrelse på tilgjengelig utstyr. Dette ble vurdert til å være en optimal størrelse ut fra også hensynet til de store lastene som luke og slusekonstrukjon skulle dimensjoneres for. I ettertid kan det vurderes om det burde vært valgt en litt større åpning da størrelsen ga enkelte praktiske ulemper i drivefasen.

- Etter at utstyr og arbeidsoperasjoner var innkjørt har det ikke vært problemer med å overholde syklustiden på 1 uke.

8. ARBEIDSPROSEDYRER UT FRA KRAV TIL SIKKERHET.

Basert på sine sikker jobb-analyser har entreprenørens arbeidsprosedyrer blitt tilpasset de spesielle forhold ved driving gjennom sonen.

Sjekkliste for aktiviteter før sprengning inneholder blant annet følgende spesielle punkter:

- Visuell kontroll av kjøreport i slusekonstruksjonen
- Funksjonskontroll av ventiler på rørgjennomføringer i slusekonstruksjonen.
- Hjullaster i posisjon med lukkewire tilkoblet port.
- Fryseoperatør varslet og bekreftelse på avstengning av fryseaggregat mottatt.
- Varsling og evakuering av tunnelen opp til kote null.
- Evakueringskjøretøy i beredskap.

I tillegg har ansvarlig person fra byggherre og entreprenør vært tilstede ved sprengning, slik at beslutning om tiltak ved eventuelle uforutsette forhold kan tas på stedet uten tidstap.

9. TIDSFORBRUK.

Da arbeidet med tunnelen har kunnet gå uhindret etter at omløpstunnelen ble etablert har det ikke vært satt i gang spesielle tiltak for å forsere arbeidet.

Tidsforbruket har vært som følger:

Registrering av sonen:	Desember -97
Undersøkelser, driving av omløpstunnel, injisering av sonen:	3,0 mnd
Rigg og boring av frysehull.	10,0 mnd
Rigg for frysing:	1,5 mnd
Etablering av frostkonstruksjon:	3,5 mnd
Antatt tid for driving gjennom sonen:	3,5 mnd

Hvis gjennomslag blir som antatt har totalt tidsforbruk vært i underkant av 2 år.

10. HVILKE MASSER HAR DET VÆRT DREVET GJENNOM ?

Ved størst eksponering av løsmassene over profilet dekket de ca. 40 % av stuffen. Massene bestod av ikke lagdelt morenemateriale i bunnen med godt rundet materiale med fraksjoner fra sand og opp til "kulesteiner" på ca. 3-4 m^3. Over har det ligget lagdelt glacifluvialt materiale uten større stein. Det har ikke vært vannlekasjer eller stabilitetsproblemer og konturen har stått meget bra.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1999

Fra Istid til Nidarnes. 10.000 år med landheving, rasaktivitet og deltautvikling i Trondheim.

Siviling Kåre Sand, Grøner Trondheim.

Det er i høst 30 år siden jeg forlot NTH etter å ha levert min Diplomoppgave ved Institutt for Geoteknikk og Fundamenteringslære. Jeg har, med unntak av det første året, hatt min hovedbeskjeftigelse innen geoteknisk prosjektering og rådgiving. Fra sommeren –89 og i ca 9 år var jeg ansatt i Trondheim kommune. I denne tiden ble geoteknisk og kvartærgeologisk datasammenstilling av dette relativt snevre geografiske området både arbeid og hobby. Jeg har i samarbeidet med min studiekamerat Kåre Rokoengen, nå professor ved NTNU i nettopp kvartærgeologi, og det har beriket arbeidet. Med NGF's stipend fikk jeg så muligheten til å skrive sammen mye av det innsamlede stoffet, og supplere det med nye ^{14}C dateringer og illustrasjoner.

Hvorfor pressentere lokale detaljer om kvartærgeologi og geotekniske forhold fra Trondheim på en konferanse for hele landet med hovedtyngden av deltagere fra sentrale Østland? Jo, jeg skal jo berette om Trondhjæm, trenger jeg si mer?!

Det var en gang en istid.

I Trondheim sto havet den gang ca 180-175 meter høyere enn dagens nivå. Alt hva en i dag forbinder med byen lå under havets overflate. Derfor består løsmassene i det alt overveiende av kommunens bebygde område av marine og glasifluviale avsetninger. Området ble isfritt for over 12.000 år siden, men for 11.000 – 10.200 år siden fikk vi væromslag og isen prøvde seg på nytt. Vi fikk israndavsetninger fra Ekle, via Tiller til Torgård og Skjøla. Men er det israndavsetninger – slik NGU beskriver dem som - de mektige avsetningene vi finner her? Og er det tilførselseskere, de spredte sandforekomstene vi finner i arealene bak "randmorenen"?

Vel – isen trakk seg tilbake – langt opp i Neadalføret, men kom igjen for 9.900 – 9.800 år siden. Den la da igjen randmorener fra Brøttem og nordøstover som er markerte, ikke i mektighet, men de er så tydelige at du kan gå på moreneryggene i nesten 10 km.

Da isen igjen ga opp skjedde det ting som har fått avgjørende betydning for vår nasjon. Neavassdraget fant ny drensvei gjennom Klæbu. Grunnlaget for Nidarnesset var lagt, og byen hadd fått ei utmærket ælv te å spøtt i.

Tilbake til Ekle – Tiller. De glasifluviale avsetningene ligger her oppe på marin leire, med liten mektighet mot sør og økende mektighet nordover- nedstrøms. Friksjonsmassene rekker ikke helt ned til omkringliggende terreng. Ryggene er derfor ikke grusrygger – dannet som sådanne, men gjenstående rygger etter rasaktivitet. Ekle – Tiller ryggen kan derfor være et delta – ikke en randavsetning, selv om den er avsatt ved isranden, men altså ikke nødvendigvis inntil. Bak fronten ligger flere sand og grusavsetninger. Disse er tolket til tilførselseskere. De ligger riktignok som rygger, men de er gjenstående rygger etter leirras.

ikke som følge av breelver. Det er grusavsetninger opp mot øvre marine grense langt sørover mot Nordset, også her i rygger mellom rasgroper. Dette styrker etter min mening muligheten for at alle disse avsetningene er deler av den samme deltaoppbyggingen.

Landhevingen gikk fort i den første tiden. Nidelva brøt gjennom Tiller – Ekle deltaet og grov seg i løpet av 1000 år 100 meter ned. Elva gikk i en canyon i marine og glasifluviale avsetninger og flyttet deltaflaten stadig lenger nord og til stadig lavere nivå. Eldre deltaflater ble erodert bort, og i dag har vi bare rester etter noen trinn i utviklingen.

Terrassen **Hoem** ligger vest i dalen, på ca kote 90, dannet for ca 9.000 år siden.

Terrassen **Sundland** ligger i dag mer eller mindre midt i dalen, på ca kote 77 til 74, dannet for ca 8.800 - 8.500 år siden.

Terrassen **Belvedere** ligger på østsiden, på ca kote 57 til 52, dannet for ca 8.000 – 7.500 år siden.

Terrassen **Gløshaugen**, den ALLE kjenner, på ca kote 55 – 46, dannet for ca 7.800 – 7.000 år siden.

Terrassen **Vollabakken-Møllenberg**, langs østsiden av elven, på ca kote 20, dannet for ca 5.000 – 4.000 år siden.

Og til sist: **Nidarneset**, på ca kote 15 – 0, dannet fra ca 3.000 år siden, og fortsatt i utvikling. Nidarneset skiller seg ut. Vi har riktignok leire i dybden med overgang til stadig grovere materiale opp mot terreng, men øverst, på nesets sørøstre del, ligger leire øverst! Undersøkelser har vist at dette er resedimentert kvikkleire, fast leire med ferskvann i porene. Hvor kommer så den fra?

Når de kom på plass er dokumentert ved dateringer av trekull og annet organisk materiale som er funnet under utgravingene på Erkebispegården, Ytre kongsgård og Vestfrontplassen ved Nidarosdomen. (Begge disse monumentalbygg er fundamentert på leira.) Dateringene ligger i området 2.200 – 1.800 år BP. Da er det bare å finne ras som passer.

(Mine aldersangivelser følger ^{14}C alder, og de tar utgangspunkt i NGU's landhevingskurve i NGU-rapport 391 *Kvartærgeologisk kart 1621 IV*. Jeg vet det arbeides med andre landhevingskurver og at ^{14}C aldersangivelser nå korrigeres, men her er relativ hendelse det viktigste.)

Og landet stiger fortsatt av havet. Hastigheten er i dag ca 3,5 – 4,0 mm pr år, stor nok til at Sjøkartverkets null-nivå, som ble definert i forhold til NGO-null i 1954, måtte justeres med 14 cm! i 1996.

Etter at Nidelva kom ned fra Klæbu, eroderte seg gjennom Ekle – Tiller deltaet og senket sitt leie dramatisk i løpet av de første årtusener med landheving har det gått mange store ras inn mot Nidelvas "ravine". Jeg vil nevne de største og viktigste, med volum og antatt rastidspunkt. (Til nå er bare Tiller og Duedalen tidfestet.) Til sammenlikning nevnes at Verdalsraset i 1893 var på ca 55 mill m^3 og Rissarasct i 1978 var på ca 4 mill m^3.

Randli er navnet på en gård som ligger på østsiden av elva 1 km oppstrøms Ekle-Tiller ryggen. Her har det gått ut et kvikkleireras på ca 8 mill m^3. Navnet Randli stammer fra gammelnorsk Runalið, runi=stytning/ras og li=bratt li. Gikk raset i tidlig Vikingetid siden stedet har navn tilknyttet et ras? Leiravsetninger i 50 meters mektighet kan ha glidd ut mot elva. Leira lå inn mot steilt fjell. Kvikkleire kan være dannet på grunn av permeabel bunnmorene langs fjellet som har ført vann ned, men ikke ut, slik at utvasking har blitt resultatet.

Tiller-raset gikk 07.03.1816 ca halv5-ettermiddag.. Tillergrenda hadde den gang sitt senter vest for elva ca 1 km oppstrøms Ekle-Tiller ryggen. Her gled kirka og "bygdas beste jord" ut, og ca 7 mill m^3 gikk i elva. Mektige kvikkleireavsetninger ligger fortsatt i rasområdet. Oppe på leira ligger et tynt sand og gruslag. Gjenstående rygger er ikke friksjonsmateriale helt i gjennom, men leire med friksjonsmasser i de øvre 2 – 5 meter. Ryggene markerer derfor ikke grusavsetning i rygger (evt. eskere), men gjenværende rygger etter leirras.

Før raset hadde vi sannsynligvis flate områder med 2 – 5 meter grus. Rasberetningen forteller også om myrområder.

Ca 15 mennesker omkom, de fleste ble tatt av rasmassene som fulgte elva nordover. Det er mange dramatiske beretninger om raset, bl.a. om at familien så Lars Fredriksen forsvinne i leirmassene sammen med huset sitt. I 1996 fant vi restene av huset til Lars. Da hadde det ligget i leira i 180 år. Jeg var med og grov, men vi grov ikke så dypt for n'Lars er fortsatt igjen der nede.

Brennevinsdalen eller Tillertippen som dalen benevnes til daglig, ligger midt i Tiller-Ekle ryggen, på vestsiden av elva. Her har det gått ut et skålformet leirras på ca 7 mill m^3. Når dette skjedde er ikke klarlagt, men rasbunn ligger høyere enn dagen elvenivå, så det kan ha skjedd tidlig – kanskje for 8-9.000 år siden? Og en hadde altså en grusrygg over leira.

Navnet Brennevinsdalen fikk området under forbudstiden tidlig i dette århundret, formedelst driftige Tillerbyggs lokale industriforetak i dalen. Navnet Tillertippen kommer av kommunens deponering av organisk overskuddsmasse fra Heimdalsmyra fra ca 1978 og fram til for få år siden.

Sjetnemarka heter et boligområde på vestsiden av elva, like nedstrøms Tiller-Ekle ryggen. Her har 30-40 mill m^3 rast ut mot elva. Raset har gått i 6 – 7 trinn. Kanskje så raskt som Rissavideoen illustrerer, kanskje over flere årtusener. Det siste raset, som man i dag ser som rasgropa fra skolen og langs veien Parallellen, gikk sannsynligvis for ca 3.700 år siden, skal vi stole på daterbart materiale som ble tatt oppved fjellkontakt, 3,6 meter under dagens terreng.

Sørover har en Sjetnemyrene, og langs rasgropas søndre avgrensning ligger grusavsetninger.

Kvammen er navnet på en gård på østsiden av elva vis-a-vis Sjetnemarka. Navnet kommer av gammelnorsk Hvammr som skal bety "liten dal". Men dalen er ikke SÅ liten. Dette er sannsynligvis konturene av et leirras. Jeg antar at Tiller-Ekle ryggen øst for elva har vært sammenhengende fra Ekle til Bjørka. I så fall har ikke mindre enn 50-60 mill m^3 rast ut mot elva i retning Øvre Leirfoss. Et "Verdalsras" har i førhistorisk tid formet landskapet her, og skilt deltaavsetningen i to. Nå er det øst for elva, 2 markerte rygger, med Kvammen imellom.

Og når skjedde så dette? Daterbart materiale funnet under geotekniske undersøkelser ved Øvre Leirfoss er bestemt til ca 9.000 år BP. Raset kan altså ha gått umiddelbart etter at elva eroderte seg gjennom Tiller-Ekle ryggen.

Fossegrenda ligger 1,5 – 2,0 km nedstrøms Tiller-Ekle ryggen, men fortsatt 5 km fra fjorden. Her har det utvilsomt skjedd et kvikkleireskred i 4 - 5 trinn, med den følge at ca 20 mill m^3 har gått ut i elva. Skredporten ligger på ca kote 30, så raset er ikke eldre enn 4.000 år. Kanskje gir dateringene på Nidarneset løsningen? altså for ca 2.500 – 1.800 år siden?

Området har ikke kjente fjellformasjoner. Mot sør har en i dag et myrområde.

Othilienborg er benevnelsen på et boligområde som ligger lengst nordøst i det som kan være kommunens største rasgrop. I så fall omfattes både bydelene Nidarvoll, Nardo, Steinan og Othilienborg av raset. Området ligger øst for elva og Sundland ryggen, restene etter terrassen dannet for ca 8.800 – 8.500 år siden.

Elveerosjon for 4.500 – 4.000 år siden kan ha fått terrassens søndre del til å gli ut, for derved å starte en progressiv skredutvikling østover. En furustokk vi fant på Tempe var 4.100 år gammel, mens matjord i den samme byggegropa var 1.900 år yngre (2.200 år!). Siste/østre del av rasgropa, opp mot gården Hegdal, gled ut for ca 650 år siden, (kanskje samtidig med Kvasshylle?) Totalt har minst 60 mill m^3 glidd ut gjennom tusenårene her.

Nærmest elva hadde en altså grusforekomster oppe på leira. Mot øst faller fjellet steilt ned.

Lerkendal stadion vet alle fotballinteresserte hvor er, og at poengene som regel raser inn i hjemmelagets favør er ikke ukjent, men at dette er en rasgrop etter et ras for ca 1820 år siden har vært ukjent, til nå. Ved Holtermannsveg 2 ligger "ørderkrattet" flatt ca 3,5 meter under dagens terreng. Laget er datert til 1.820 år BP.

Det er jo ingen annen grunn til at terrasserestene Sundland/Nardo og Gløshaugen skulle være adskilt enn at de ble fysisk skilt som følge av rasaktivitet. Sannsynligvis har ca 3 mill m^3 rast ut i det området vi i dag benevner Blomsterbyen og nordøstover. Mektige gruslag lå altså over leira og i bakkant faller fjellet.

Duedalen kjenner jo alle. Den 18.07.1625 raste ca 0,5 mill m^3 ut i løpet av minutter, og 20 mennesker mistet livet. Det skjedde et etterras i 1634. Det førte til tap av 3 menneskeliv. Her har vi også leiravsetninger inn mot steilt fjell, den klassiske topografi for dannelse av kvikkleire.

OG RASMASSENE, HVOR BLE DET AV DEM?

Fra Duedalen gikk massene rett i elva. Det ble store skader på pakkhusene på bysiden nærmest raset, og der raset gikk ut på Bakklandsiden, naturligvis. Sør for dagens Gamle Bybru ble aldri Sjøbodene på bysiden reetablert!

Lerkendal-raset faller godt sammen i tid med de skredmasser som er registrert på Nidarneset. Elva kan ha transportert massene den ca 1 km fra skredporten til neset, hvor noe av massene har kommet til ro i deler av elveleiet.

Othilienborg–massene finner vi igjen på Tempe, datert til ca 2.200 år før BP. Det må ha vært mektige kvikkleireforekomster som har vært involvert. Raset/ene må ha gått i minst 3store, kanskje hele 10 små trinn. Rasmassene har dekket gamle meandre i opp til 10 meters mektighet. De har blitt så faste at elva aldri senere klarte å erodere seg innpå, men valgte å passere forbli i rettlinjet løp siden. Trestokken datert til 4.000 år kan ha vært med i flere ras. Tempemassene stemmer også godt med Nidarnesets leire.

Fossegrenda-massene kan også passe i tid til Nidarneset. Det er ikke utenkelig at flere skred har vært involvert, for på Erkebispegården fant vi rasleire i ca 3 lag med tynne sandlag i mellom i ett av borhullene. Fra Fossegrenda til Nidarneset er det 3-4 km, alt etter hvordan elva meanderte på den tid. Massene må ha fylt elveløpet og kan godt ha blitt transportert så langt.

Tiller-rasets berettelser beviser at skredmasser kan transporteres lang vei. Det sies og dette raset at rasmassene førte til vanskelige seilingsforhold i elvehavnen mellom Gamle bybro og elveoset. Avstanden er ca 8 km. Det påstås at rasmassene var den direkte årsak til at byens næringsdrivende startet utbygging av pakkhus langs Fjordgata.

Kvikkleire ser ut til å dannes der fjellet faller bratt av, og grunnvann langs bunnmorenen kommer under trykk, slik at drenering ut gjennom marine leirer er mulig. Kvikkleire dannes også der overflaten er horisontal, og gjerne dekket av torv eller grus, begge magasiner som sikrer jevn tilførsel av vann som vil ned og ut, og med det saltinnholdet i leira.

Det å kjenne dannelsesmønsteret av løsmassene er av stor verdi for geoteknikeren. En burde oftere starte med kvartærgeologien. Kanskje gir det muligheter til bedre å forstå forsøks-resultater fra laboratoriet? Kanskje har en ikke normalkonsolidert marin leire, slik en ofte starter sine vurderinger. Leira di har kanskje en mye mer dramatisk fortid? Og stemmer teoriene dine for slik leire?

Tolkning av dannelsesmåter i leirterreng må ikke domineres av hva en ser i dag. En må heller først finne ut hvordan det opprinnelig så ut, og hvorfor, og så trekke konklusjonene på det grunnlag

Referanser:

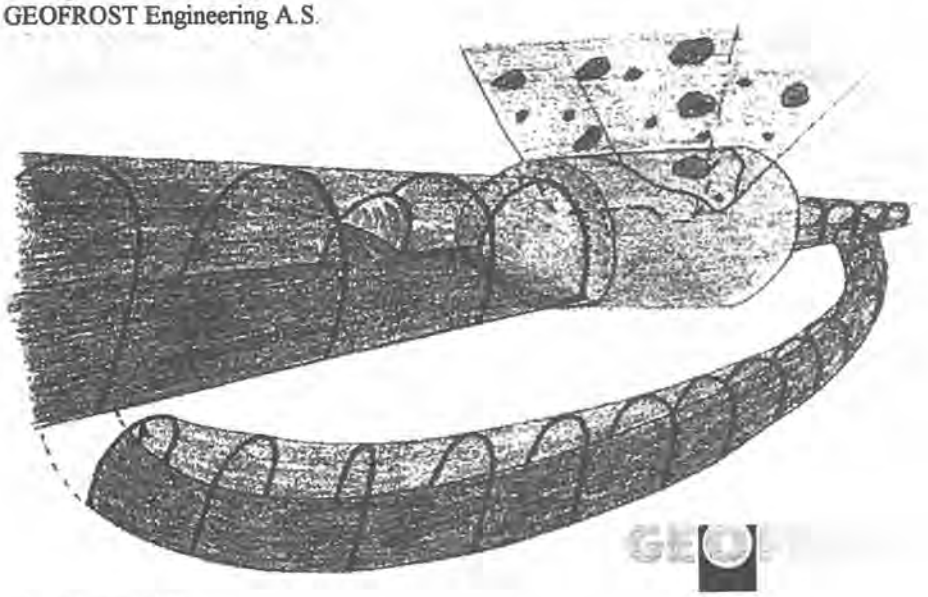
Arne J. Reite : NGU nr 391, Trondheim. Beskrivelse til kvartærgeologisk kart 1621 IV (Trondheim1983)
Kåre Rokoengen: Flere rapporter i intern serie:Kvartærgeologisk utvikling i Trondheim
Kåre Sand : Fra istid til Nidarnes. Rapport til NGF-stipend 1998 (Trondheim 1999)

Dessuten:
Geotekniske rapporter fra Trondheim kommune, Kummeneje, Geoteam, NGI og Noteby.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Frostkonstruksjonen i Oslofjordtunnelen

Dr. ing. Anne-Lise Berggren
GEOFROST Engineering A.S.



SAMMENDRAG

En frostkonstruksjon kan sammenlignes med en betongkonstruksjon, der isen utgjør bindemiddelet. For en betongkonstruksjon kan styrken reguleres med sementinnholdet. For en frostkonstruksjon reguleres styrken med temperaturen. Den store forskjellen ligger i at frossen grunn er viskoplastisk i stedet for elastisk. I artikkelen blir gererell dimensjonering av en frostkonstruksjon forklart før gjennomgang av grunnlagsdata og dimensjonering av frostkonstruksjonen for Oslofjordtunnelen. Denne utsettes for 120 meters vanntrykk, er helt vanntett, og må derfor bære en stor last.

Laboratorieforsøk viste at styrken, var mye lavere enn først antatt. Dette førte til at det måtte installeres en ekstra fryserørsrad i løsmasseområdet, og settes et uvanlig strengt temperaturkrav til frost-konstruksjonen. Årsaken ligger i det salte porevannet.
Pr. 15. oktober har de tre siste salvene gått inn i løsmassesone. Store rullestein, sand og grus kommer til syne. Stuffen blir hvit av rim.

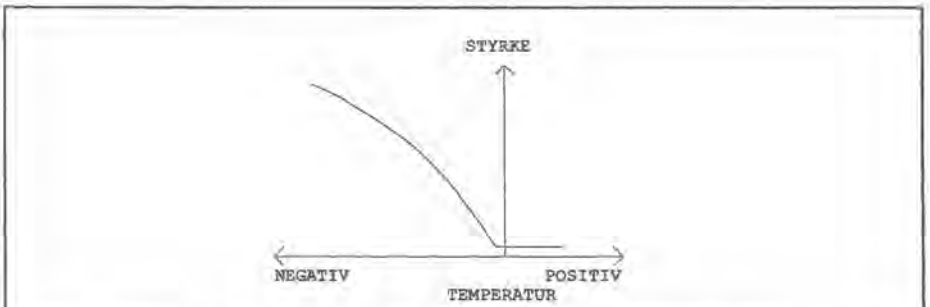
SUMMARY

General design of a frozen structure is explained. An ongoing ground freezing case is described: the Oslofjord subsea tunnel with a salt water pressure of 120 meters. Laboratory tests showed much lower strength parameters then expected, due to the salinity of the porewater. This resulted in an extra row of freezing pipes through the soil and an unusually low temperature goal for the frozen structure. Drilling and blasting is going on at the moment. The three last sections were going into the soil. Rounded bolders, sand and gravel are exposed. Freezing is working perfect.

1 Innledning

Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen (SvOF) er byggherre for Oslofjordforbindelsen. Scandinavian Rock Group A.S (SRG) er entreprenør for parsell 4, Oslofjordtunnelen, som går under fjorden, mellom Verpen på Hurum og Måna ved Drøbak. Under drivingen av tunnelen viste sonderboring fra stuff at "Svakhetssone Hurum" inneholdt glasifluviale masser med sand, grus og blokk. Tunnelen passerer sonen med permeable masser, 120 meter under havnivå. Byggherren besluttet å frysestabilisere massene før driving. GEOFROST Engineering A.S. (GEOFROST) har som underentreprenør fått i oppdrag å dimensjonere samt utføre grunnfrysingen.

Ved hjelp av kunstig grunnfrysing kan frostkonstruksjoner etableres i alle geologiske formasjoner (knusningssoner i fjell, blokkig morene, deltaavsetninger, havbunn, myr etc.). Når vannet i grunnen fryser til is blir sammenbindingen av kornskjelettet/ steinblokkene mye sterkere enn i ufrosset tilstand. Styrken i grunnen øker når grunnen fryser, og den frosne grunnen blir vanntett. Styrken varierer dog sterkt fra materiale til materiale og med temperaturen. Grunnfrysing kan benyttes både som støttekonstruksjon og som vanntett barriere, eller en kombinasjon av dette som i Oslofjordtunnelen.



Figur 1: Prinsipp for økning av jords styrke ved passering av frysepunktet.

2 Dimensjonering av en frostkonstruksjon

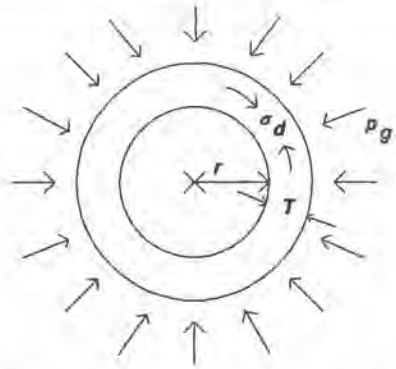
Trykkring, klassisk plastisitetsteori

Når konstruksjonsmaterialet har høy trykkstyrke og relativt liten strekkstyrke, som frosset jord og fjell, er det oftest gunstig med skallkonstruksjoner. Det kan taes utgangspunkt i en trykkring med gjennomgående flytning rundt tunnelen, der flytespenningen i henhold til klassisk plastisitetsteori erstattes av dimensjonerende trykkstyrke (σ_d) for det frosne materialet. Tangentialspenningene langs indre radius vil være de kritiske. Den ytre belastningen på trykkringen (p_g), må derfor være mindre enn:

$$(1) \qquad p_g \leq \sigma_d \cdot \ln\left(\frac{r + T}{r}\right)$$

der

p_g = *utvendig jordtrykksbelastning*
σ_d = *dimensjonerende trykkstyrke*
r = *innvendig radius*
T = *nødvendig tykkelse på trykkringen*



Figur 2: Tykkelse av trykkring i flytning, klassisk plastisitetsteori.

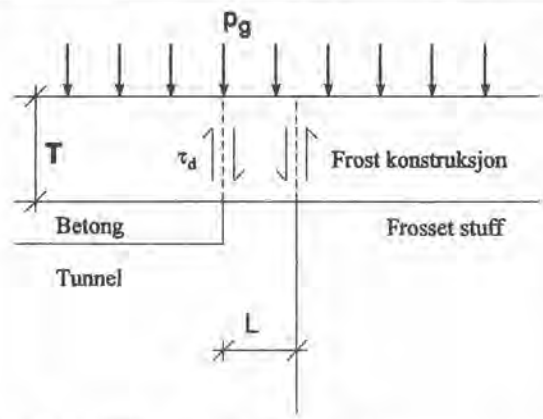
Ligningen løses med hensyn på T, for å finne dimensjonerende frosttykkelse:

$$(2) \qquad T = r \left(e^{\frac{p_g}{\sigma_d}} - 1 \right)$$

Pga den store radien i Oslofjordtunnelen vil en frostkonstruksjon med den aktuelle belastning (120 meter under havnivå) bli uforholdsmessig stor. Det ble derfor sett på andre bærende mekanismer.

Enkel bjelke

Modellen som er benyttet for dimensjoneringen er en enkel bjelke, opplagret på frosset stuff og ferdigstøpt betonghvelv. Bjelkens lengde kalles her åpningslengde, det vil si den til enhver tid usikrede lengde av frostkonstruksjonen. Bjelken er belastet med dimensjonerende last p_g. Denne belastning må opptas av frostkonstruksjonens indre friksjons-styrke τ.



Figur 3: Tykkelse av frostkonstruksjon ved enkel bjelkemodell.

Kraftlikevekt der L er åpningslengden gir følgende uttrykk:

$$(3) \qquad p_g \cdot L = 2 \cdot \Sigma \left(\tau_d \cdot T \right)$$

T er tykkelsen på konstruksjonen med dimensjonerende skjærstyrke τ_d.

Jordmodell

Frossen grunn er et komplekst multifase system, bestående av komponenter som har forskjellige egenskaper og faser (fast, plastisk, flytende, gass). Hver jord- eller bergart må derfor betraktes som et unikt materiale. Modeller som skal ta hensyn til alt det som fysisk skjer i et slikt komplekst materiale blir helt uhåndterlige i praksis. Til ingeniørbruk gjøres det derfor en rekke forenklinger, og antall parametre begrenses mest mulig. De parametre som skal tas med, bør være enkle å bestemme i laboratorium eller felt.

Dr. ing. Anne-Lise Berggren har i sin doktoravhandling (1983) utviklet en modell for frosset jord, beregnet til bruk av ingeniører i praktisk arbeid. Berggren definerer krypstyrke som den maksimale spenning som kan være påført materialet over en definerbar tid uten at deformasjonshastigheten slutter å minke. Videre definerer Berggren mobiliseringsgrad som forholdet mellom krypstyrke og referansestyrke ved samme temperatur. Referansestyrken (σ_θ) ivaretar temperatur-avhengigheten og mobiliseringsgraden (f) ivaretar tidsavhengigheten. Disse relasjonene kan relativt enkelt finnes ved laboratorieforsøk på frosne prøver.

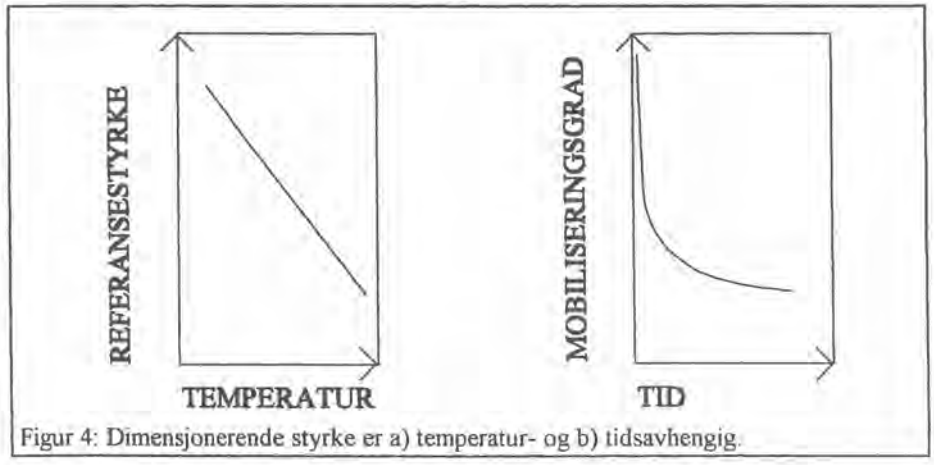
Dimensjonerende trykkstyrke (σ_d) kan således uttrykkes som:

$$(4) \qquad \sigma_d = \frac{f_d \cdot \sigma_\theta}{\gamma_m}$$

f_d = *mobiliseringsgrad ved dimensjonerende belastningsvarighet*
σ_θ = *referansestyrke ved temperaturen* θ
γ_m = *materialkoeffisient*

Materialkoeffisienten (γ_m) er prosjekt- og risikoavhengig og velges i henhold til "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk" (NBR; Publ. 178, 1979).

Relajonene i jordmodellen er fremkommet ved enaksiale forsøk. Generell tredimensjonal oppførsel er foreløpig mindre undersøkt, men man tar utgangspunkt i at skjærstyrken (τ_d) er halvparten så stor som trykkstyrken. Ved tredimensjonal spenningstilstand vil man da være noe på den sikre side for de materialer som har indre friksjon. Strekkstyrken (σ_{sd}) er ofte i størrelsesoden en tredel av trykkstyrken.

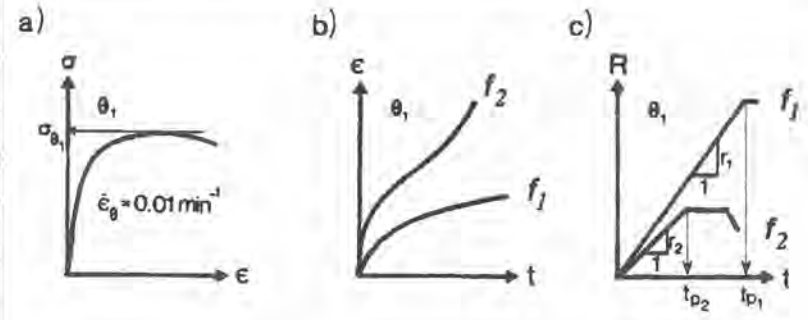


Figur 4: Dimensjonerende styrke er a) temperatur- og b) tidsavhengig.

I kontrast til ufrosset jord, er temperaturen den faktor som påvirker egenskapene til frosset jord (og is) mest. Når materialet fryser øker styrken betydelig, og den fortsetter å øke når temperaturen synker (figur 4a.).

Ved hjelp av enaksiale trykkforsøk ved forskjellige temperaturer finner man referansestyrkens temperaturavhengighet. Referansestyrken (σ_θ) er definert som den maksimale spenning som oppnås når et enaksialt trykkforsøk gjennomføres ved konstant temperatur og med en konstant deformasjonshastighet på 1% pr. minutt. (Figur 5a.)

I tillegg til at frosne materialer er temperaturavhengige, er de viscoplastiske, det vil si at flytegrensen eller styrken for materialet minker med økende belastningstid. (Figur 4b.) Materialet viser "kryp"-oppførsel. Dette skyldes tilstedeværelsen av is og ufrosset vann. Karakter og areal på mineralpartiklenes overflate har avgjørende betydning for bindingen av vannet og således for mengden av ufrosset vann i den frosne jordarten. Mengden ufrosset vann avhenger også av porevannets innhold av salter og andre "urenheter", samt det totale vanninnhold. For å finne tidsavhengigheten utføres det en serie krypforsøk ved konstant temperatur. Et krypforsøk er et forsøk (gjerne enaksialt) med konstant spenningsnivå der krypdeformasjonen registreres som funksjon av tiden. Det må utføres forsøk ved flere forskjellige spenningsnivåer. Spenningsnivåets forhold til referansestyrken (ved samme temperatur) gir mobiliseringsgraden ($f = \sigma/\sigma_\theta$). (Figur 5b)



Figur 5: Nødvendige forsøk på frossent materiale.
a) enaksialt trykkforsøk,
utført med konstant tøyningshastighet *(de/dt)* og temperatur (θ).
σ_θ = referansestyrke = maksimalspenningen i forsøket.
b) 2 krypforsøk ved forskjellige mobiliseringsgrader (f), men med konstant temperatur (θ).
c) tidsmotstand *(R=dt/de)* for forsøkene i b).
t_p = varigheten av den primære krypfase.

Klassisk krypteori definerer tre deformasjonsfaser: primærkryp, sekundærkryp og tertiærkryp, der tøyningshastigheten henholdsvis er avtagende, konstant og økende. (I figur 5b, gjennomgår forsøket med mobiliseringsgrad f_2 alle fasene, mens forsøket med f_1 kun passerer overgangen til sekundær krypfase.) Overgangen mellom fasene er lettere å finne om man ser på tidsmotstanden R, det inverse av tøyningshastigheten. (Figur 5c). Tidsmotstanden gjennom de tre fasene vil da være lineært økende, konstant og lineært avtagende.

Krypbrudd er definert som diskontinuitet, eller ustabilitet som fører til diskontinuitet. Krypstyrke er tradisjonelt definert som det spenningsnivå som fører til brudd etter en viss tid. Krypstyrken avtar med tiden. Det er derfor kun en viss andel av momentanstyrken som kan utnyttes ved dimensjonering. De fleste krypmodeller definerer krypstyrken som overgangen mellom sekundær og tertiær krypfase. Imidlertid er det umulig å forutsi hvor lenge den sekundære krypfasen vil vare, og det er kun et tidsspørsmål om når man går over i en reell bruddfase. Av denne grunn er definisjonen på krypstyrke i Berggrens modell lagt i overgangen mellom primærkryp og sekundærkryp.

3 Dimensjoneringsgrunnlag for Oslofjordtunnelen

SvOF har skaffet til veie dimensjoneringsgrunnlaget som består av:
- ytre belastning i form av vann- og jordtrykk,
- belastningens varighet, og
- de aktuelle materialenes frosne egenskaper i form av trykkforsøk og krypforsøk på frosset materiale fra den aktuelle sonen i Oslofjordtunnelen.

Disse parametre er inngangsverdier i dimensjoneringen som resulterer i temperatur- og tykkelseskrav til frostkonstruksjonen, og tillatt åpningslengde ved drivingen. All sikkerhet ligger i materialkoeffisienten.

Ytre belastning
I profil 15941, der stuffen stoppet forran sonen med løsmasser, ligger veglinjen på ca. kote -121. Tunnelen har 7 % fall. I løsmassesonen er det ca. 80 m løsmasser mellom hengen og sjøbunn. Materialet er permeabelt.

Ved vurdering av belastningen er det tatt utgangspunkt i 120 m vanntrykk = 1200kPa og et jordtrykk på 200kPa, basert på anslag utført for andre tunneler.
På oppdrag fra SvOF har GeoVita utført en endelig elementmetodeberegning med programmet PLAXIS, for vurdering av det totale trykket/belastningen som virker mot frostbuen. Rapporten konkluderer med at 1400 kPa er en fornuftig verdi for dimensjonerende belastning.

SvOF har således oppgitt at dimensjonerende belastning er 1400 kPa.
Denne verdien er benyttet i dimensjoneringen med lastkoeffisient lik 1.0.

Belastningens varighet
Tiden frostkonstruksjonen må bære last har betydning fordi det er et viskoplastisk materiale. Belastningsvarigheten er tiden fra understøttelsen forsvinner (sprengning) og til en annen konstruksjon kan overta bæringen av lasten (herdet betong).

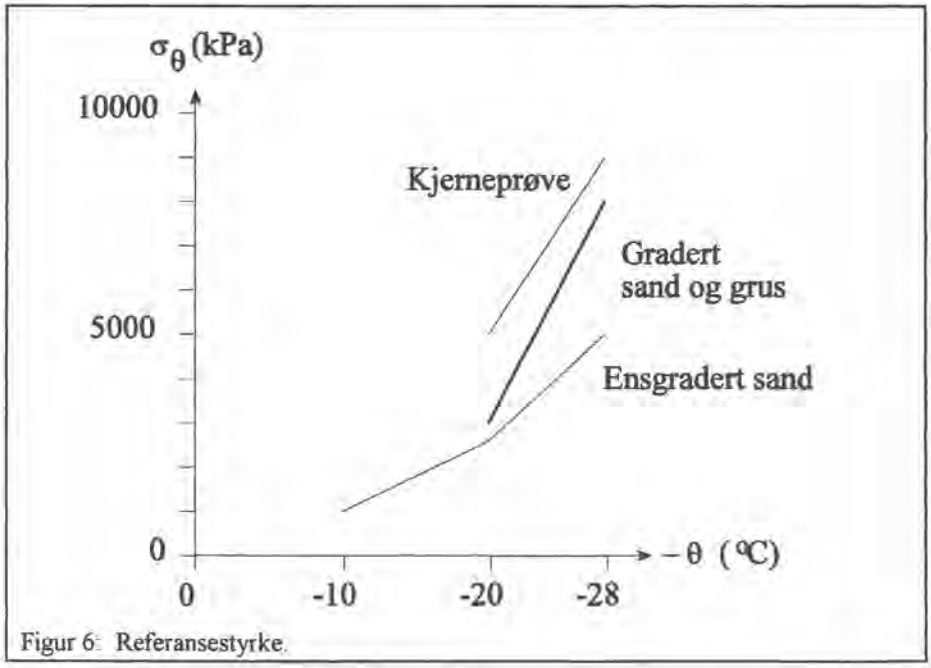
Syklustiden for sprengning, utlasting, støping og herding er vurdert av SRG til 1 uke. Fordi det må være igjen noe plass mellom stuff og støp, blir det en overlappings-sone som står åpen i to sykluser. Materialet i overlappings-sonen er mest påkjent. Basert på driftsopplegget til entreprenøren har SvOF valgt dimensjonerende åpningstid lik 2 uker.

De aktuelle materialenes frosne egenskaper
Konvensjonell kjerneboring er forsøkt, men gav ikke egnede prøver for fryseforsøk. Kun en liten bit kunne oppfattes som løsmassekjerne (denne ble også frosset og testet). Forøvrig var finfraksjonen spylt bort.

Prøvematerialet som ligger til grunn for forsøkene er oppsamlet borkaks, utspylt fra borehull boret inn i løsmassesonen. Materiale og lekkasjevann fra tunnelen ble sendt til NTNU Institutt for geoteknikk, som har utført alle forsøkene.
Begrenset materialmengde og ønsket om repeterbarhet gjorde gjenbruk nødvendig. Materialet er derfor vasket fritt for salt og tilsatt vann med riktig saltinnhold. Prøvene er bygget inn kunstig og pakket i former før frysing. I praksis var det ikke mulig å oppnå verken 100 % vannmetning av materialet eller å gi det den pakning som tilsvarer overlagringstrykket i sonen. Det antas at materialet slik det er testet i laboratoriet, enten representerer nedre grense eller er dårligere enn det naturlige materialet i løsmassesonen.

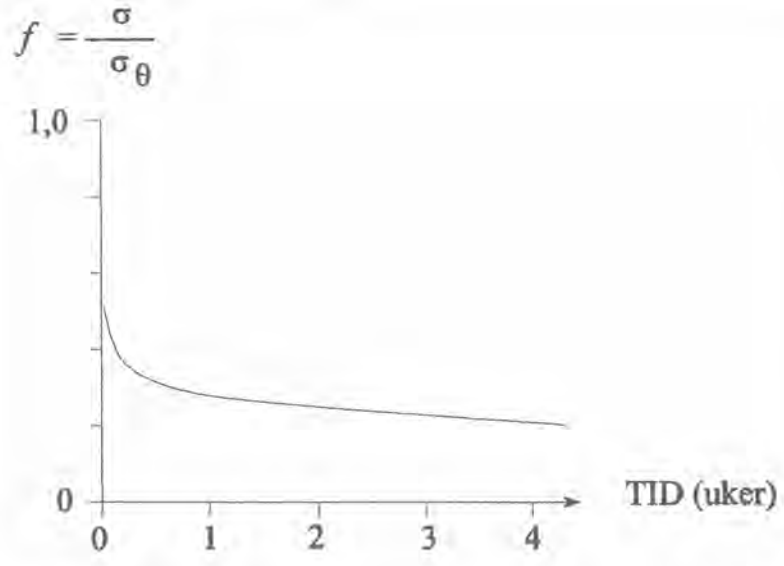
I forbindelse med forskningsprosjektet "Uforstyret prøvetaking i vanskelige masser" gjorde GEOFROST forsøk på nitrogenboring i løsmassesonen. Metoden går ut på å fryse massen foran borkronen, ved å spyle med kald nitrogen i stedet for luft eller vann. Derved kan det tas prøver med naturlig vanninnhold og riktig spenning ved innfrysing. Metoden gav fine kjerner i Frøyatunnelen, men på den tid som ble stilt til rådighet lyktes det ikke å få ut kjerner fra sonen i Oslofjordtunnelen.

Laboratorieforsøk er utført på sandfraksjonen og på masser med mer gradert kornfordelingskurve. Forsøkene gav overaskende lave styrker i forhold til det som var forventet av et rent friksjonsmateriale. Det viste seg at sjøvannets natriumkloridinnhold hadde en dominerende effekt på styrkens temperaturavhengighet. Forsøk utført på sand ved -10 °C, -20 °C og -28 °C viser at styrkeøkningen per grad temperatursenking er klart større etter at natriumkloridets eutektiske punkt (-21,3 °C) er passert.



Figur 6: Referansestyrke.

Trykkforsøkene på gradert sand og grus gir følgende referansestyrke:
σ_θ = 3000 kPa ved -20 °C og σ_θ = 8000 kPa ved -28 °C. Dette er benyttet i dimensjoneringen.



Figur 7: Dimensjonerende mobiliseringsgrad.

Utførte krypforsøk ved -28 °C på det samme graderte sand og grus materialet, resulterte i dimensjonerende mobiliseringsgrad $f_d = 0{,}25$ for 2 ukers belastningsvarighet.

Dimensjonerende styrke

Materialkoeffisienten $\gamma_m = 2.0$, ble i utgangspunktet valgt, ut fra usikkerhet i materialparametre og store konsekvenser ved brudd i konstruksjonen. De siste krypforsøkene har imidlertid vist at primærfasen for et spenningsnivå på vel 2000 kPa varer over en måned. Basert på at forsøkene etter all sannsynlighet representerer det svakest forefinnende materialet i sonen, samt at det etableres en sikkerhetsvegg/ betongsluse nedstrøms løsmassesonen, er materialkoeffisienten redusert til 1,6.

Dimensjonerende trykkstyrke for frostkonstruksjonen, blir da ifølge ligning (4):
$\sigma_d = 470$ kPa ved -20 °C og $\sigma_d = 1250$ kPa ved -28 °C.

4 Dimensjonering av frostkonstruksjonen i Oslofjordtunnelen

Problemstilling

På et meget tidlig stadium, før forsøk på frossent materiale var igangsatt, ble en fryserørsrad vurdert å være tilstrekkelig, ut fra den styrke man da antok at materialet ville få ved frysing. Boringen ble startet for ikke å miste tid. Borplanen tok høyde for at det skulle bli plass til en relativt tykk frostkonstruksjon utenfor sprengningsprofilet. Forsøkene viste imidlertid at frostkonstruksjonen ved "normale" temperaturer ville få en urimelig tykkelse. Det ble derfor sett på muligheten for heller å velge en meget lav temperatur. Begge deler ville kreve mer enn en rad med fryserør.

Boringen var godt igang da forsøkene viste at man trengte mer enn en rad med fryserør i løsmasseområdet. For at det allerede utførte borearbeidet skulle kunne benyttes, ble en ekstra rad plassert på innsiden av den første raden. Det ble derfor en begrensning i mulig avstand mellom fryserørsradene, og derav mulig tykkelse på frostkonstruksjonen.
En variabel ble eliminert og den reelle dimensjonering begrenset til å bestemme:

- temperaturkravet for frostkonstruksjonen og
- maksimal tillatt åpningslengde, det vil si lengden mellom stuff og støp (lengde av usikret frostsylinder).

Temperaturkrav

På grunn av den lave styrken til det salte materialet ble det viktig å komme langt ned i temperatur. Imidlertid ligger det en begrensning i metoden som er valgt. Kalsiumkloridlaken som sirkulerer i fryserørene har eutektisk punkt på ca. -45°C. I praksis blir ikke laketemperaturen kaldere enn -40 °C. Det er temperaturgradienten som driver frysefronten.

Forsøk er utført ved -28 °C. Tester ved lavere temperaturer er i praksis vanskelig å utføre tilfredsstillende, uten tid- og kostnadskrevende laboratorietilpasninger. -28 °C ble imidlertid ansett for realistisk å oppnå i felten, og derfor valgt som temperaturkriterie for frostkonstruksjonen i løsmassene.

Termiske beregninger

Frysetiden, hvor lang tid det tar å fryse ned grunnen til ønsket temperatur, er avhengig av en rekke parametre der vanninnholdet er mest dominerende. Dess mer vann som skal omformes til is, dess mer latent varme må fjernes fra materialet, og frysetiden øker. Metningsgraden og kvartsinnholdet er andre viktige parametre som påvirker de termiske egenskapene. Både varmeledningsevne og volumetrisk varmekapasitet er dessuten temperaturavhengig.

GEOFROST har benyttet termiske beregninger med data-programmet NRAD for å kontrollere frostkonstruksjonens tykkelse, basert på avviksmålte posisjoner for fryserørene. NRAD er et endelig elementmetode-program som beregner transient to-dimensjonal varmeledning med faseovergang. Programmet er utviklet ved NTNU Institutt for kuldeteknikk/ SINTEF kuldeteknikk.

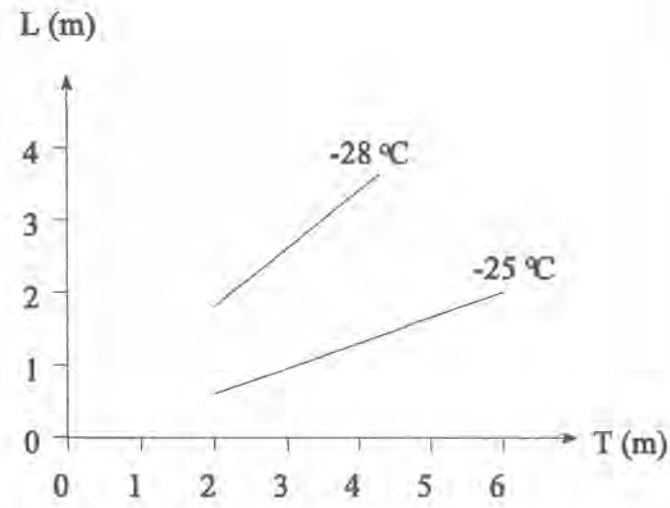
Frostkonstruksjonen er konisk. Det er utført termiske kontroll-beregninger for profilene 15971, 15961, 15956 og 15951. Beregningen er utført på et utsnitt av det enkelte profilet som er vurdert å inneholde det området med minst dimensjonerende tykkelse. Dette er vurdert ut fra avviksmålinger av fryserørene. Mellom profil ca. 15971 og 15953 vil frostkonstruksjonens tykkelse ved -28 °C avta fra 3,5 meter til 2,0 meter.

Maksimale åpningslengder

Temperaturen i det frosne området synker fra frysepunktet ytterst og ned mot fryserørstemperaturen i kjernen. Frostkonstruksjonens totale styrke vil derfor måtte integreres over det temperaturprofil frostkonstruksjonen får. I praksis gjøres det forenklinger. Frostkonstruksjonen deles opp i en eller flere soner, med en gjennomsnittstemperatur eller et krav til minimumstemperatur for hver sone.
Ved en slik forenkling vil man normalt ha innbygget en ekstra sikkerhet, ettersom materiale med lavere temperatur (som fins nærmere fryserørene) har en høyere styrke, og materiale med høyere temperatur (men likevel med økt styrke i forhold til ufrosset

tilstand) er sett bort i fra. Denne effekten er svært liten på Oslofjordtunnelen ettersom temperaturgradienten er svært stor i ytterkant av det frosne området. Dette skyldes det strenge temperaturkravet til selve frostkonstruksjonen i forhold til temperaturen i fryserørene.

Ved beregning av åpningslengder er det varmere og svakere materialet (-20°C) som finnes der utbredelsen av kjernetemperaturen er minst, tatt med i beregningen. Benyttes ligning (3) der dimensjonerende skjærstyrke defineres som halvparten av dimensjonerende trykkstyrke, tilsvarer dette åpningslengder fra 3,0 meter avtagende til 1,8 meter. (En annen syklustid og dermed belastningsvarighet kunne gitt en annen åpningslengde.)



Figur 6: Åpningslengde (L) som funksjon av tykkelse (T), ved to forskjellige temperaturer på frostkonstruksjonen.

Kontrollberegning SINTEF

SINTEF Bygg og miljøteknikk, Geoteknikk har kontrollregnet den foreløpige dimensjoneringen ved hjelp av elementmetodeprogrammet ABAQUS. Modeleringen av krypoppførselen av materialet er basert på de samme forsøk og parametre som GEOFROST har benyttet i sin dimensjonering.

Det er utført to-dimensjonal analyse basert på bjelke-modell i lengderetningen der også bue-effekten i selve frost-konstruksjonen er tatt hensyn til.
En tre-dimensjonal beregning får også med effekten av buen i tverr-retningen.
I tillegg er det utført en analytisk løsning basert på tykkvegget plastisk rør.

SINTEF konkluderer med at en kan tillate en åpningslengde på 2,5 m, forutsatt 3,0 meter tykk frostkonstruksjon ved -28 °C, og at dette gir en materialkoeffisient for frostbuen på 1,5. Dette er noe mindre åpningslengde enn GEOFROST konkluderte med, etter at materialkoeffisienten ble redusert fra 2,0 til 1,6 (se s. 20.8).

5 Gjennomføring og erfaring

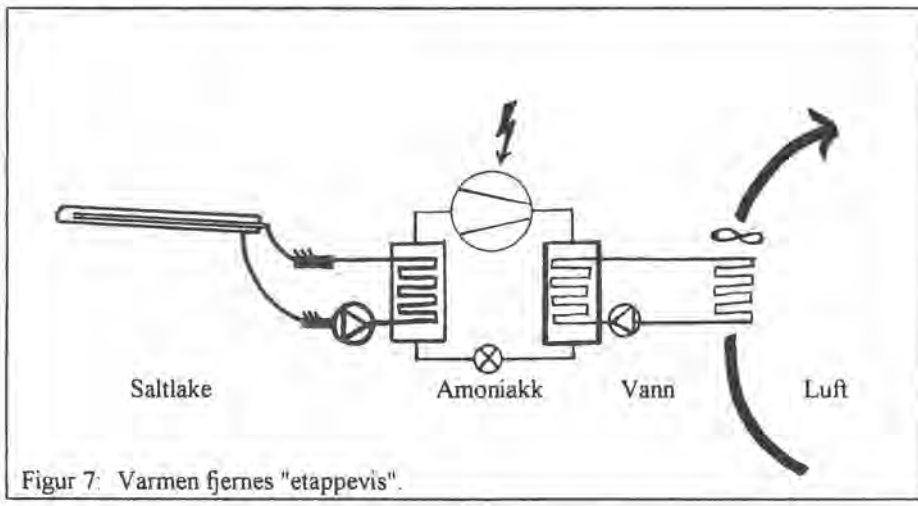
Valg av frysemetode

Første kontakten ble tatt av SvOF i januar 1998. Det ble da gjort en grov vurdering av frysealternativene; nitrogenfrysing og lakefrysing med henholdsvis en og to rader, basert på antatte egenskaper av massene. Nitrogenfrysing gir en meget raskere nedfrysing og kan takle større vannstrømmer enn lakefrysingen. På dette prosjektet ble selve frysingen vurdert å koste dobbelt så mye med nitrogen som med lake.

Ettersom det tidlig ble bestemt å lage en bypasstunnel, ville ikke frysingen bli liggende på tidskritisk linje. Videre er fjellet på begge sider av sonen forinjisert og av god kvalitet. Det ble derfor vurdert at strømmende vann gjennom området som skulle fryses ikke ville være noe problem. Nitrogenfrysing ble derfor uaktuelt.

Kuldeanlegg

Ved lakefrysing fjernes varmen "etappevis". Det er temperaturgradientene som driver varmen til et stadig lavere nivå. Første etappe går fra fjellet over i saltlaken som sirkulerer i en lukket krets. Saltlaken kvitter seg så med varmen til amoniakk inne i kuldeanlegget, der kompressoren transformerer den til et høyere nivå. Kuldeanlegget må deretter kjøles, og det kan gjøres på flere måter. I Oslofjordtunnelen går det kjølevann i en lukket krets. Vannet blir så kjølt med luft i en tørrkjøler, og varmen går derfra med den vanlige ventilasjonen ut av tunnelen.



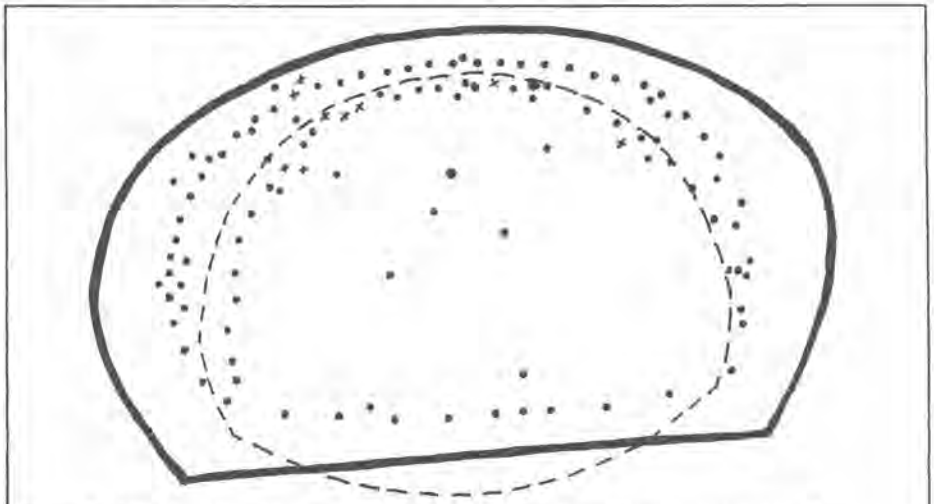
Figur 7: Varmen fjernes "etappevis".

Det kunne i noen perioder se ut som kuldeanlegget ikke hadde tilstrekkelig kjøling slik at det ble kvitt varmen. I første periode stoppet anlegget flere ganger. Dette skyldtes at det var blitt gjennomslag i tunnelen under fjorden og at den naturlige trekken da gjentatte ganger skiftet retning. I det trekken snur, står luften stille lenge nok til at varmen fra kuldeanlegget "hoper seg opp" og anlegget stopper. NFF's temadagen om Oslofjordforbindelsen ble avholdt i denne perioden, og problemstillingen forklart. Problemet ble løst ved å rigge en ekstra tunnelvifte med samme kapasitet som tørrkjøleren (90 m^3/s), og så legge duk fra denne til tverrslaget. Det ble også satt opp vegger mellom tørrkjøler og den ekstra tunnelviften, slik at "kortslutning" i luftstrømmen ble hindret.

I en annen periode sluttet temperaturen på saltlaken å falle. I denne fasen som falt sammen med sommervarmen, var kjølekapasiteten avgjørende for hele fryseprosessen. Luften i tunnelen steg over dimensjoneringsnivå og reduserte kjølekapasiteten drastisk. Problemet ble avhjulpet ved å sende kjølevannet gjennom en ekstra varmeveksler med drensvann fra tunnelen, og ved å tilleggskjøle tørrkjøleren med eksternt vann.
For å unngå stopp av anlegget er det viktig å ikke undervurdere kjølebehovet. Laketemperaturen er i skrivende stund på ca. -39 °C.

Borplan
Det ble tidlig bestemt at dersom det skulle fryses måtte dette gjøres rundt hele profilet. Dette for å unngå termisk erosjon av frostkonstruksjonsfundamentene.

Frosten må etableres utenfor sprengningsprofilet. Som ytterpunkt kan en da velge å bore skrå hull ut fra eksisterende tunneltverrsnitt, eller utvide tversnittet og bore parallelle hull. Fjellforholdene var bra og det ble besluttet å utvide tverrsnittet til en spennvidde på 20 meter. Borehullene ble da moderat skrådd og totalt antall bormeter redusert. Figur 8 viser teoretisk sprengningsprofil og utvidelsen som ble foretatt. Det ble tatt hensyn til at boreriggen(e) hadde behov for 2,0 meter under og sideveis for ansett, samt 1,0 meter over for å få plass til selve maskinen og å kunne betjene den.



Figur 8: Utvidet tverrsnitt med borhullsansett, og teoretisk sprengningsprofil

Resultatene fra laboratorieforsøkene resulterte i beslutning om en ekstra rad fryserør i løsmasseområdet. For å kunne nyttiggjøre seg allerede utført borearbeid ble den nye raden lagt på innsiden av raden man var i gang med å bore. Alternativet hadde vært å bore to helt nye rader. Konsekvensen av valget var at man ble mer låst i dimensjoneringen av frostkonstruksjonen. Ytre fryserørsrad ligger utenfor sprengningsprofilet mens indre rad krysser ved overgangen mellom løsmasser og fjell.

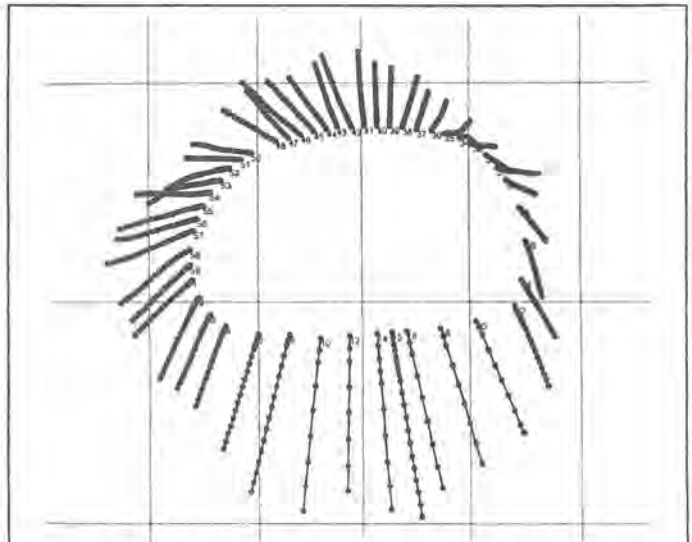
Boring
Boringen ble igangsatt så snart man klarte å mobilisere etter at valg av frysing som metode var endelig bestemt. Tilgjengelig utstyr var brønnboringsrigger med senkborutstyr. Boreriggene ble modifisert slik at boreoperatøren ble i stand til å kunne stenge vannet ute fra tunnelen, dersom det skulle oppstå problemer.

Massene det skulle bores i var knusningssone materiale. Over dette var det meget bløtt materiale. Kjerneboring hadde vist "fremmede masser" som Ringerikssandstein og Rombeporfyr, for øvrig både blokk, grus, sand og leire. Massen skulle injiseres og man var forespeilet å kunne bore i en betonglignende masse, forhåpentligvis uten noe særlig vann. Det var injisert ca. 700 tonn i sonen før fryserørsboringen tok til.

Boringen ble utført av Brødrene Myhre A/S og Båsum Boring A/S. Den foregikk uten foringsrør så langt det lot seg gjøre, i hele sålen og på den ene siden (165 mm). Når man kom inn i løsmassene var ikke hullene lengre stabile, og det måtte benyttes foringsrør (140 mm). 300 mm sikringsrør påmontert sluseventil var planlagt som en beredskap, men ble på grunn av vannlekkasjene montert i 82 av totalt 115 borehull. Foringsrør ble benyttet i 74 hull. Totalt 12 hull måtte oppgis på grunn av problemer som: boring i gjennstående borstål fra injiseringen eller brudd i foringsrøret bak borskoen. Det siste kunne muligens ha sin årsak i at engangsringkronene hadde tendens til å bli utslitt før hullet var ferdig boret, til tross for de spesialbestilte kronene som var forsterket. Flere hull ble berget ved at man kom inn mot fjellet og deretter klarte å bore fjellavslutningen med en mindre fjellkrone. Videre var det problemer med det store vanntrykket inne i massene (12bar) som gjorde at lufthammeren hadde tendens til å drukne. Det ble derfor i samarbeid med byggherren prøvd ut vannhammer med godt resultat. Såvidt vites er dette første gang i verden vannhammer er benyttet i løsmasser.

Boringen tok meget lenger tid enn antatt før oppstart. Kompliserte boreforhold og ekstra fryserørsrad er viktige faktorer, men mye av årsaken ligger i at utstyret ikke er beregnet for tunneldrift. For å kompensere for den dårlige rekkevidde på denne type borerigger måtte sprengstein fylles lagvis, med rampe for å komme opp og ned. Alle operasjoner måtte så gjøres ferdig før neste nivå ble tatt. Oppunder hengen var det for lavt under taket til å benytte kran, og utstyret for disse bordimensjonene er ikke egnet for manuell håndtering. Innerraden ble først tatt på vei ned igjen, sammen med supleringshull der avstanden mellom frysrørene ville bli for stor (se figur 9). Det kunne ikke graves til neste nivå før avviksmåling hadde klarert hullene og fryserør var montert.

Avviksmåling
Boringen ble utført med styring og gav generelt rette hull. Imidlertid kunne det bli betydelig avvik dersom man traff kanten av stål eller blokk. Figur 9 viser avviksmåling av ytterraden. Denne ble utført av Devico A/S. Målsettingen var at fryserørene skulle ha 1,0 meter senteravstand der de går ut av løsmassesonen.



Figur 9: Plott av innmålte borehull i ytterraden.

Materialegenskaper og laboratorieforsøk

De første antagelsene om materialegenskaper som ble gjort i januar 1998, baserte seg på litteratur og tidligere erfaring. Egenskapene som ble lagt til grunn var:

- referansestyrke (σ_θ) på 15 MPa ved -10 °C og 25 Mpa ved -30 °C
- mobiliseringsgrad (f_d) på 0,25 for belastningsvarighet på 2 uker
- valgt materialkoeffisient (γ_m) lik 2,0.

Frostkonstruksjonen måtte da ha -10 °C i minst 2,0 meters tykkelse. Med 1 meter mellom fryserørene, vanninnhold på 15% og termiske egenskaper som forutsatt, skulle nødvendig nedfrysingstid med samme kuldeanlegg som det benyttede, bli 7 uker.

Forsøk på frosne materialer er spesielt. De må utføres i fryserom med kontrollert temperatur. Prøvene skal trimmes og deretter aklimatiseres. Krypforsøk kan være tidkrevende. Hvert forsøk varer flere timer, opp til mange uker. Da forsøks-seriene ble startet var det liten kapasitet i laboratoriet og kun et krypforsøk kunne kjøres ad gangen. Det tok lang tid før dimensjoneringsgrunnlaget forelå. Laboratoriekapasiteten for forsøk på frosne prøver er nå betydelig økt, ved at det fins flere utstyrsenheter og fryserom som kan operere ved forskjellig temperatur til samme tid.

Laboratorieforsøkene viste en helt annen størrelsesorden for styrken av det frosne materialet enn det som tidligere var antatt. Selv ved så lav temperatur som -28 °C har vi kun oppnådd 8 Mpa i referansestyrke (se side 20.7). Årsaken er porevannets saltinnhold. Vår erfaringen stemmer bra med laboratorieforsøk rapportert av Ogata, N. Yasuda, M. og Kataoka, T. (se referanseliste).

Hadde grunnens mekaniske egenskaper vært klarlagt før boringen startet, kunne borplanen vært laget slik at frostkonstruksjonen ble tilstrekkelig tykk til at en mer praktisk salvelengde kunne opprettholdes gjennom hele sonen.

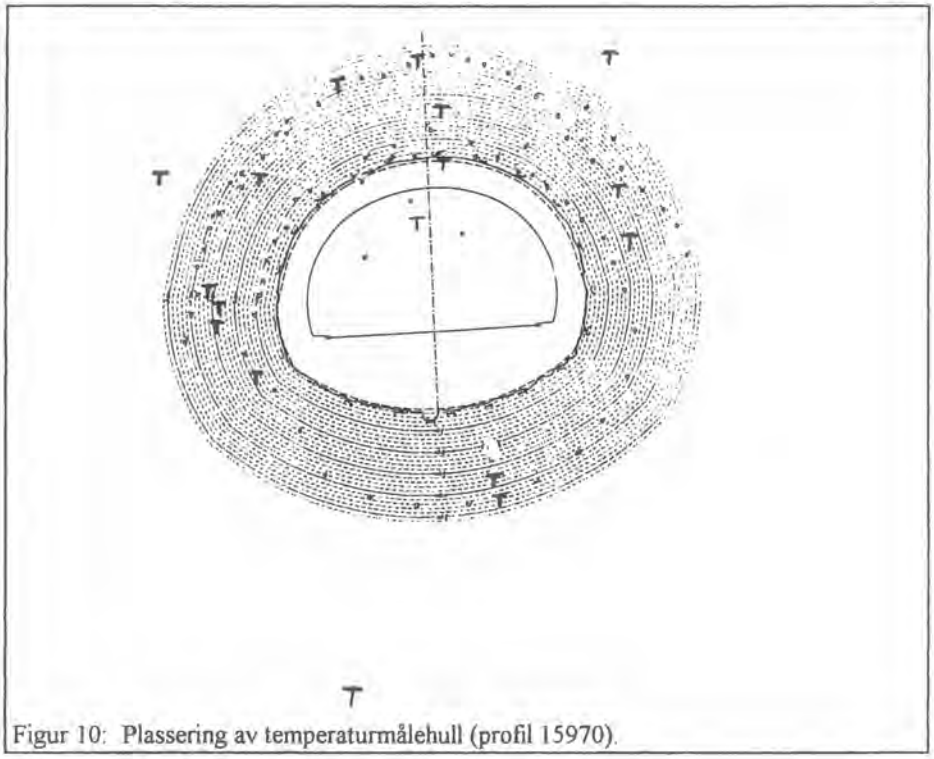
Forskjellige komponenter i grunnen kan påvirke utfrysingen av vannet og derved de frosne egenskapene. Det anbefales alltid å få utført forsøk ved nye prosjekt. Det er ønskelig med in situ materiale der både vanninnhold, pakningsgrad, metningsgrad og kjemisk sammensetning av porevannet er identisk med forholdene i felten.

Temperaturmålinger kontra beregninger

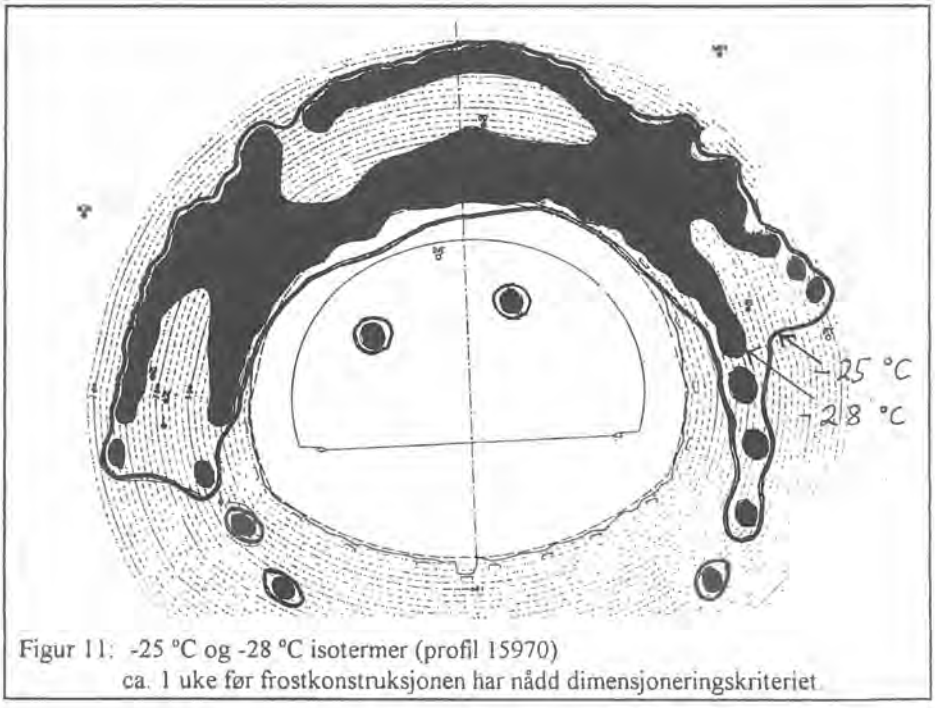
Det utføres temperatur-målinger i 17 temperatur-hull (se figur 10), med til sammen 137 målepunkter. Frosten brer seg noe lengre utover enn beregnet, og det tar noe lengre tid enn antatt å oppnå det lave temperaturkriteret. Dette tyder på at den antatte varmeledningsevnen er noe for lav. Termiske beregninger stemmer for øvrig bra med temperaturmålingene. De termiske egenskapene og vanninnholdet har ikke vært undersøkt, og virkelige verdier er fremdeles ukjent. Også for slike undersøkelser bør en ha uforstyrrede prøver, eller kjenne vanninnhold, pakningsgrad etc. slik at dette kan etterlignes ved kunstig inbygging av prøver.

Dersom både mekaniske og termiske egenskaper er kjent kan en frostkonstruksjon optimaliseres i forhold til tid og/eller kostnader, avhengig av hva som er viktig på det enkelte prosjekt.

I figur 11 er frostkonstruksjonen vist ca. en uke før dimensjoneringskriteriet er oppnådd. Det tok 5 måneder å oppnå dette. Ferdig frostkonstruksjon er vist i figur 13, sammen med det totale området som er nedfrosset.



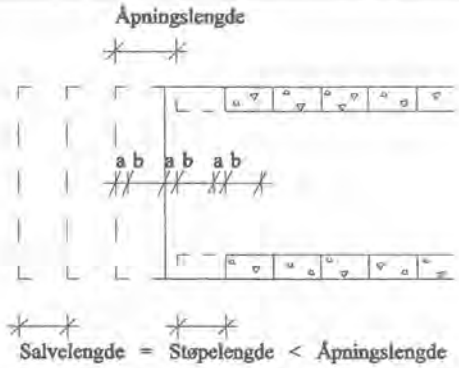
Figur 10: Plassering av temperaturmålehull (profil 15970).



Figur 11: -25 °C og -28 °C isotermer (profil 15970)
ca. 1 uke før frostkonstruksjonen har nådd dimensjoneringskriteriet.

Dimensjoneringen

Salvelengde og støpelengde blir av praktiske årsaker noe kortere enn åpningslengden. Denne "resten" mellom støp og stuff blir stående åpen i to sykluser. Det vil si at opplegget for frostkonstruksjonen utsettes for belastning med en dimensjonerende varighet på to uker. Beregninger viser at frostkonstruksjonen vil kunne opprettholde tilstrekkelig lav temperatur og derved styrke i to uker etter at anlegget har stoppet.



Figur 12: Åpningslengde = a + b + a
b har 1 syklus som åpningstid, a har 2.

Syklusen er lagt opp slik at sprengning skal foregå onsdager, sålen støpes frem mot helgen og hvelvet etter helgen. Helgen er normalt fri, og heri ligger sikkerhetsmarginen. Forsinkelser må taes igjen som helgearbeid. Skulle det oppstå uforutsette komplikasjoner som krever mer tid eller deformasjonene begynner å aksellerere, er det etablert en beredskap for å støpe igjen stuffen.

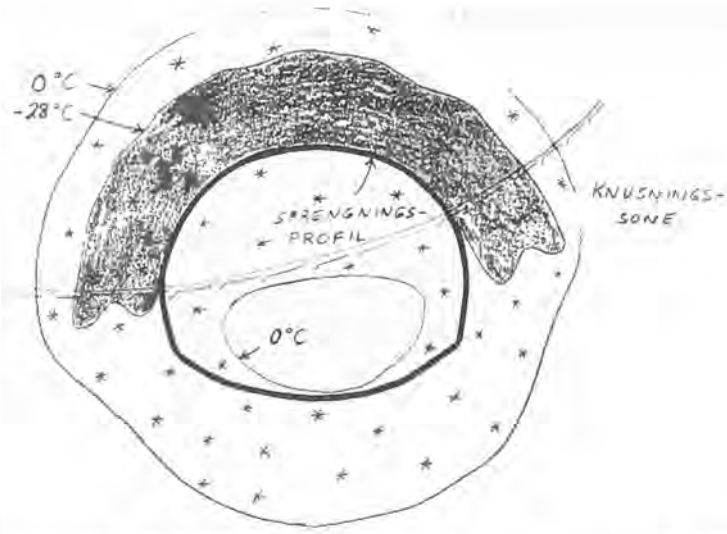
Beregningsmodellen forutsetter at den frosne bjelken er opplagt på betong og stuff. Det er derfor viktig at en vertikal stuff er stabil. En skrå stuff ville redusere mulig salvelengde ettersom avstanden mellom stuff og støp i hengen da legger beslag på større del av åpningslengden. Det var derfor et krav at også løsmassene i stuffen skulle være frosset. I praksis blir stuffen noe konkav.

Driving

Pr. 15. oktober er det sprengt 9 salver, hvorav de 3 siste har gått inn i løsmassesonen. Når luften klarner så det er mulig å se stuffen, er denne hvit av rim. Løsmassene ser ut til å bestå av et lag med bunnmorene overlagret av glasifluviale masser. Det er blokk i alle størselser, meget godt rundet. Matriksen ser ut til å bestå av sand og grus. Vi har hittil sett lite av injeksjonsmassene.

Konturen blir fin. Enkelte fryserør blir ved sprengning blottlagt i konturen, uten at dette har skapt noen problemer. En gang ble et fryserør sprengt istykker. Det var da blitt ladet i kontakt med røret. Nytt rør ble montert inni det gamle, og satt i drift igjen. Når stuffen nærmer seg fjell i hengen igjen, må den indre fryserørsraden demonteres, ettersom rørene krysser sprengningsprofilet. Alle fryserør skal demonteres før gjennomslag.

Så langt ser frostkonstruksjonen ut til å oppføre seg som forventet.



Figur 13 Snitt som viser skille mellom løsmasser og knusningssone (profil 15966), sprengningsprofil og det frosne området (0 °C isotermer) med ferdig frostkonstruksjon (område med temperatur lavere enn -28 °C).

6 Referanser

- Berggren, A-L 1983.
  Engineering Creep Models for Frozen Soil Behavior.
  Dr.ing.avhandling. Institutt for geoteknikk, NTH, Trondheim.
- Norsk Geoteknisk Forening 1979.
  Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk.
  Publ. 178, Norges Byggstandardiseringsråd, Oslo.
- Kirkebø, Signe, GeoVita as, 27.04.99.
  Oslofjordforbindelsen. Analyse av frysesone. Grunnlag og forutsetninger.
  Notat G2
- Kirkebø, Signe, GeoVita as, 30.04.99.
  Oslofjordforbindelsen. Analyse av frysesone. Lastnivå ved overkant frostbue. Notat G3
- Eiksund, Gudmund; Svanø, Geir, SINTEF Bygg og miljøteknikk, 21.05.99.
  Analyser av frysesone - Oslofjordforbindelsen.
  STF22 F99607
- Sandven, Rolf; Finseth, Jomar, NTNU Trondheim, Fakultet for bygg- og miljøteknikk, Institutt for geoteknikk, 20.06.99.
  Rapport fra forsøk på frosne materialer fra Oslofjordforbindelsen. Resultater fra samtlige trykk- og krypforsøk på sand og grus.
  Foreløpig utgave.
- Ogata, N., Yasud, M. and Kataoka, T 1983.
  Effects of salt concentration on strength and creep behaviour of artificially frozen soils.
  Coold Regions Science and Technology 8 1983, pp. 139-153.

Svartdalstunnelen - tunneldriving under svært krevende geologiske forhold, samt i nærføring til eksisterende høytrafikerte tunneler.

Ingeniørgeolog Stig K. Thoresen
Statens vegvesen i Oslo

SAMMENDRAG

Under drivingen av Svartdalstunnelen ble man stilt ovenfor en rekke utfordrene problemstillinger. Det største problemene man stod ovenfor var alle lokalisert i omtrent samme del av tunneltraseen. Problemene bestod av: Svært vanskelige fjellforhold, meget liten fjelloverdekkning, ugunstig linjeføring i forhold til fjellforholdene, ugunstig geometri i kryssområde og nærføring til eksisterende høytrafikerte tunneler. I tillegg foregikk tunneldrivingen i et tett befolket byområde hvor man var pålagt omfattende restriksjoner m.h.t omgivelsene.

1 PROSJEKTINFORMASJON

E6 Svartdalstunnelen blir ny hovedvei mellom Rv 190 Ekebergstunnelen og Europaveien ved Ryen. Trafikk mellom Svartdalstunnelen og Lodalen, Vålerengatunnelen og kommende Galgebergforbindelse tilknytts i Konowsgt via to tunnelramper.

Hovedtraseen består av to separate tunnelløp med lengder hhv 1,5 og 1,7 km mellom portal på Ryen og kobling til Ekebergstunnelen. De to tunnelrampene mellom hovedtraseen og Konowsgt har hver en lengde på ca 100 m. Mellom portalen på Ryen og av-/ pårampe Konowsgt består hvert av hovedløpene av en to-felts T9-tunnel med stigning 6,8%.

Tunnelarbeidene startet ved at et 80 m lang tverrslag ble drevet inn fra Konowsgt. Sprengningsarbeidene startet 19. mars 1998. Etter planen skulle all tunneldriving foregå ut i fra dette tverrslaget. I alt skal det tas ut ca 220 000 m3 (prosjektert fast volum) tunnelmasse.

Aktører i prosjektet:
Byggherre: Statens vegvesen i Oslo.
Hovedentreprenør: Selmer ASA
Hovedkonsulent: Dr.ing A. Aas-Jakobsen/ Via Nova/GeoVita.
Øvrige konsulenter: NVK Vandbygningskontoret (Rystelsesmålinger),
Fjellanger Widerøe (Setningsmålinger) og NOTEBY (Byggningsbesiktigelse).

2 GEOLOGI OG TOPOGRAFI

Topografien i området domineres av Ekebergsforkastningen som er en vertikalforkastning hvor sedimentærbergartene i Lodalen er sunket flere hundre meter i forhold til grunnfjellbergartene på Ekeberg-Ryenplatået. Det er store nivåforskjeller på terenget som stiger fra kote + 15 i Lodalen til kote +140 ved påhugg Ryen. I tillegg er det flere svakhetssoner som danner depresjoner i terrenget normalt på Ekebergsforkastningen. Den mest markerte sonen ligger langs Enebakkveien/ Ryenbergveien.

Det er meget variert geologi i området. Nord for Ekebergsforkastningen består berggrunnen av lagdelte, sedimentære bergarter fra kambro - silur. Syd for Ekebergforkastningen ligger grunnfjellet (gneis). Enkelte permiske intrusivganger opptrer i gneisen, og da vanligvis orientert N - S og med steil helning.

Sedimentære bergarter.

Sedimentærbergartenes lagdeling er stort sett orientert parallelt Ekebergsforkastningen (N 80 - 110g Ø) og med fall 40 - 70 ° mot nord. Lagene har steilest helning inn mot forkastningen. Nærmest forkastningen består berggrunnen av alunskifer. Alunskiferlagene kan være repetert ved forkastningsbevegelsene og kan derfor utgjøre opptil ca 80 m av lagpakken noen steder. De øvrige sedimentærbergartene i lagpakken er mørk graptolittskifer, kalkstein, ortocerkalk, kalkholdig leirstein og knollet kalkstein.

Grunnfjellsbergarter.

Rett syd for Ekebergsforkastningen er det et belte med oppknust og siden rekrystallisert grunnfjellsgneis som ofte opptrer som kvartsbreksje. Det kan også opptre sterkt oppknust, foliert mylonitt med mye finstoff i enkelte partier. Denne sonen har en bredde på opptil ca 50 m. Grunnfjellsgneisene syd for breksjene er båndede åregneiser med amfibolitter og pegmatittganger. Stedvis opptrer det også øyegneis. Gneisene er middels til grovkornige. Foliasjonen i gneisen har vanligvis strøk N 160 - 180g og fall 60 - 80 ° mot SV.

Eruptivbergarter.

Mænaitt er en lys, ofte finkornet eruptivbergart med syenittisk sammensetting. Den inneholder lite kvarts, 60 - 80% feltspat, en del mørke mineraler og noe glimmer. Det opptrer også en porfyrisk eruptivbergart med syenittisk sammensettning. Bergarten opptrer i større legemer eller som ganger med massivt utseende. Eruptivbergartene er vanligvis orientert N-S og har steilt fall.

Tektonikk.

Ekebergsforkastningen utgjør den tektoniske hovedstrukturen i området. Forkastningen har sin opprinnelse i store jordskorpebevegelser i permtiden. Dette er en øst-vestgående, steilt hellende forkastningssone på nordsiden av Ekebergsåsen. Helningen er ca 70 - 80g mot nord. Den representerer en eller flere parallelle vertikalforkastninger der nordsiden har sunket inn flere hundre meter. Nær Ekebergforkastningen er bergartene i varierende grad oppknust og rekrystallisert p.g.a de betydelige forkastningsbevegelsene.

3 FJELLUTTAK I KRYSSOMRÅDE MED KREVENDE GEOLOGISKE FORHOLD

3.1 Kryssområde tverrslag/ hovedløp.

Etter å ha drevet en 80 m lang adkomstunnel fra Konowsgt startet sprengningsarbeidene på selve hovedløpene. Arbeidene med hovedløpene begynte med at det ble drevet en tverrforbindelse mellom hovedløpene, d.v.s en forlengelse av tverrslaget med 35 m. Dette gjorde det mulig å staret driving på begge hovedløp samtidig fra fire forskjellige stuffer. På grunn av plassmangel ute i dagen ble det også drevet en 30 m lang verkstedsnisje i tverrslagets forlengelse. Vedlagte figur nr 3 viser kartutsnitt over kryssområdet med inntegnede stuffer. Fjelloverdekning i kryssområdet varierer mellom 3 - 10 m. Figur nr 2 viser fjelloverdekningen og geologi langs hovedløp Ryen - Sentrum.

Under drivingen av tverrslaget og dets forlengelse viste det seg at fjellet var av svært dårlig kvalitet. Berggrunnen besto av en mørk, kalkholdig leirskifer som var meget oppsprukket og flisig. Det var også en del glideplan i skiferen, spesiellt i lagdelingsretningen. Sleppematerialet kloritt forekom hyppig på glideplanene.

Tverrslaget ble drevet tilnærmet normalt på lagdelingsretningen, noe som hadde en positiv innvirkning på stabiliteten.

Stabilitetsproblemene oppstod i det man startet fjelluttaket for hovedløpene ut i fra tverrslaget. Av praktiske årsaker ble fjelluttaket i starten gjordt v.h.a strossesalver, d.v.s forholdsvis forsiktig fjelluttak. Til tross for dette inntraff et større blokknedfall/ ras fra hengen i hovedløp Ryen - Sentrum. Nedfallet skjedde natt til 6.mai -98. Størrelsen på raset ble anslått til ca 70 fm3.

Som følge av dette raset ble sikringskonseptet revurdert. Fjellforholdene ble vurdert til å være så vanskelige at endeforankreder bolter var uegnede til bruk i dette området. Vanlig gysebolt ble også vurdert som uegnet til arbeidssikring p.g.a den lange herdetiden til boltemørtelet. Det eneste gjenstående alternativet var da å ta i bruk kombinasjonsbolter. Det ble dermed besluttet å anvende CT-bolter for videre driving i det vanskelige området.

En uke etter det første raset gikk, den 14. mai, inntraff et nytt og mye større ras i tunnelen. Raset inntraff i hengen i kryssningen mellom tverrslaget og hovedløp Sentrum - Ryen. Da raset inntraff ca kl 21.00 pågikk det sprøytebetongarbeider under rasstedet. Et mindre nedfall varslet de tilstedeværende om at området var ustabilt og det meste av mannskapet trakk seg noe tilbake. Sprøyteoperatøren som oppholdt seg i operatørhytten befant seg imidlertid fortsatt i rasområdet når raset gikk. Operatørhytten ble sterkt skadet i raset, men til alt hell kom operatøren i fra ulykken uten større fysiske skader.

Som følge av denne ulykken ble det besluttet å sikre hele kryssområdet med tung sikring. I tillegg til tettere boltemønster, lengre bolter og tykkere lag med fiberarmert sprøytebetong ble det besluttet å sikre v.h.a armerte sprøytebetongbuer i kryssområdet og videre i hovedtunnelene så lenge tunnelene ble drevet under disse krevende fjellforholdene.

Sikringsprosedyre for driving av hovedløpene ut fra tverrslaget:

1. Før sprengning ble det montert forbolter (Ø25 mm x 7m, c/c 0.5m) med 2 - 3 m overlapp. Forboltene ble sammenbundet med stigebånd og radielle bolter.

2. Etter sprengning og pigging ble det sprøytet et ca 10 cm tykt lag med sprøytebetong over hele tverrsnittet.

3. 3-4 m lange CT-bolter ble brukt som boltesikring. På en full salve ble det brukt ca 30 CT-bolter, d.v.s ca 6 bolt pr lm tunnel. Samtlige CT-bolter ble ettergyst.

4. Deretter ble armerte sprøytebetongbuer montert. Avstanden mellom buene ble i praksis bestemt av salvelengden. Det ble stort sett montert en bue etter hver salve. Dersom fjellforholdene var så dårlige at det var nødvendig å gå med redusert salvelengde ble det også tettere mellom buene. Det ble også større overlapp på forboltene.

   En normal sprøytebetongbue hadde 6 stk armeringsjern (Ø16 mm) i bredden, mens sprøytebetongbuene nærmest kryssområdet hadde 12 stk armeringsjern i bredden. Armeringsjerna ble sprøytet inn med sprøytebetong uten fibertilsetning.

3.2 Alunskifer av ekstremt dårlig kvalitet.

På stuffene som ble drevet fra tverrslaget i retning Ryen ble alunskifer påtruffet allerede 10m fra tverrslaget i Sentrum - Ryen og 20 m fra tverrslaget i Ryen - Sentrum. Alunskiferen var svært oppsprukket og hadde svært glatte glideflater. Stedvis må alunskiferen karakteriseres som "sukkerbitfjell" med anslått Q-verdi ned mot 0,01. Alunskiferen hadde en utstrekkning på 80 m i hvert hovedløp.

I tillegg til ekstremt dårlig fjellkvalitet var det svært liten fjelloverdekning i deler av området. I enkelte partier boret man seg ut av fjellet under bolteboring. Minste fjelloverdekning var det ved p.nr 650 i hovedløp Ryen - Sentrum. Her boret man seg ut av fjellet på 2,5 m i venstre side av hengen. Over fjellnivå var det ca 10 m med leire/ fyllmaser. Oppå disse løsmassene var det bygget boligblokker på steinfylling. Fjelluttaket i dette området foregikk meget forsiktig. Fjellet ble tatt ut v.h.a 2 m lange salver, konturhulla i hengen ble ikke ladet. Hengen ble pigget ned etter at resten av salva var lastet ut. Dette var det eneste området i tunnelen hvor det ble utført full utstøpning på stuff. Forøvrig ble nesten hele alunskifer-området sikret med sprøytebetongbuer og det sikringskonseptet som er beskrevet under pkt 4.1. I tillegg ble det i stor utsrekning brukt tilsetning av alkalifri aksellerator i sprøytebetongen. Dette ble gjort fordi det var nødvendig å bygge opp tykke lag med sprøytebetong på kort tid.

3.3 Liten fremdrift som følge av vanskelige fjellforhold.

Som følge av de vanskelige geologiske forholdene ble det i løpet av 8 måneder drevet kun 200 meter pr stuff. For at ikke prosjektet skulle ble vesentlig forsinket ble byggherre og entreprenør enig om å starte driving også fra Ryen-sida. På det meste pågikk driving på 8 stuffer. Disse ble drevet av i alt 3 tunnelborrigger.

Etter at man hadde drevet igjenom alunskiferen og kommet inn i forholdsvis bra grunnfjellsgneis økte inndriften betraktelig. Ukeinndriften pr stuff var i gjennomsnitt 35- 40 m.

Dette medførte at drivinga ble ferdig til planlagt tidspunkt. 24 mars -99 kunne det første gjennomslaget feires.

4 TUNNELDRIVIG NÆR EKSISTERENDE TUNNEL

Begge hovedløp i Svartdalstunnelen skulle kobles direkte til eksisterende Ekebergstunnel. Dette medførte fjelluttak i nærføring til (og inne i) Ekebergstunnelen. Hovedløp Ryen - Sentrum skulle tilkobles Ekebergstunnelens sydgående løp noe som medførte at dette hovedløpet måtte drives over Ekebergstunnelens to hovedløp med minimal overdekning. Ved passering av Ekebergstunnelens nordgående løp var mellomliggende overdekning på ca 5,5 m. Ved passering av Ekebergstunnelens sydgående løp var denne overdekningen redusert til ca 3,5 m (mellom teoretisk såle i Svartdalstunnelen og teoretisk heng i Ekebergstunnelen). Driving av tunnel så nært ovenfor eksisterende høytrafikerte tunneler betinger selvsagt god planlegging for fjelluttak, arbeidssikring og permanentsikring.

Trafikken gjennom Ekebergstunnelen måtte stoppes for hver salve som ble sprengt ved passering over tunnelen. På grunn av den store trafikkmengden i Ekebergstunnelen, spesiellt i rush-tidene, ble det kun gitt tillatelse til å sprenge innenfor bestemte tider av døynet. De aktuelle tidrom for sprengning var: Kl 10.00 - 14.00 og 19.00 - 22.00 på hverdager. Det var også forutsatt at trafikkstoppen bare skulle vare i 3 - 4 minutter. Dette medførete et ganske omfattende opplegg for varsling og kontroll. Vegtrafikksentralen stod for utførelsen av selve stengningene.

4.1 Ekstra sikringstiltak i Ekebergstunnelen før driving av Svartdalstunneln

Med en overdekning på bare 3,5 m mellom Svartdalstunnelen og sydgående løp i Ekebergstunnelen måtte fjellet over Ekebergstunnelen forsterkes/ understøttes. Dette ble gjordt ved at hulrommet mellom hvelvkonstruksjonen og fjellet i Ekebergstunnelen ble støpt ut. Man anvendt altså eksisterende hvelvkonstruksjon som forskaling. Før man kunne starte oppfylling av betong bak hvelvet måtte hvelvkonstruksjonen forstekes. Det ble også stillt strenge krav til b.l.a stigehastighet på betongen. Selve utstøpningsarbeidene ble utført en helg hvor tunnelløpet var stengt for trafikk.

4.2 Prosedyre for fjelluttak og arbeidssikring i Svartdalstunnelen ved passering over eksisterende Ekebergstunnel.

4.2.1 Passering over nordgående løp, p.nr 350 - 330.

Salvelengde: 3m

Tverrsnitt: Horisontalt delt, øverste 4m tas ut først.

Sikring: Sprøytebetong - øverste halvdel sprutes før nederste halvdeltas ut.

CT-bolter, L = 3 og 4 m

Forbolter	hengen	cc 60 cm	L = 7m annenhver salve
	sålen	cc 1 m	L = 6m hver salve

4.2.2 Passering over sydgående løp, p.nr 305 - 275.

Salvelengde: 3m

Tverrsnitt: Horisontalt delt, øverste 4m tas ut først. Strossen skal stoppe 1 m over sålen for å være sikker på at bolter fra Ekebergstunnelen ikke kommer opp i sålen.

Sikring: Sprøytebetong - øverste halvdel sprutes før nederste halvdel tas ut.
CT-bolter, L = 3 og 4 m
Forbolter - fra vederlag til vederlag.

4.3 Brokonstruksjon i Svartdalstunnelen

For at ikke trafikken i Svartdalstunnelen skulle påføre for stor belastning på Ekebergstunnelens sydgående løp var det besluttet å støpe en oppjekkbar bro i sålen i Svartdalstunnelen i det kritiske området. Man fikk dermed overført belastningen fra trafikken ut til brokarene og ned i fjellet på sidene av Ekebergstunnelen. På denne måten blir hengen i Ekebergstunnelen fritatt fra unødig belastning. Fig nr 6 viser brokonstruksjonen.

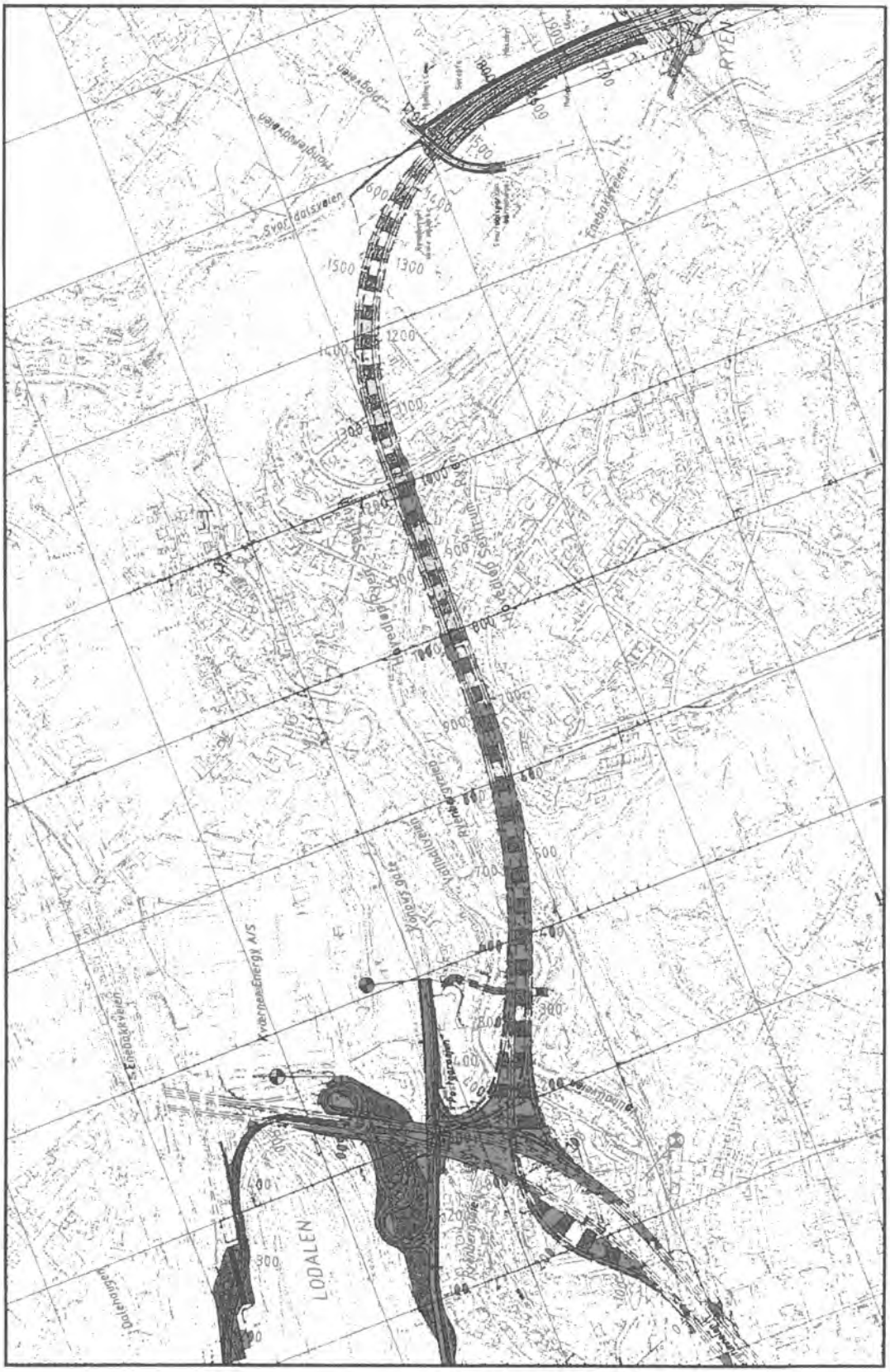
For at brodekket skulle komme i riktig nivå måtte det tas ut fjell til ca 1 m under teoretisk tunnelsåle. Dette medførte at det kun stod igjen 2,5 m fjell mellom sålen i Svartdalstunnelen og hengen i Ekebergstunnelen. Nærheten til underliggende tunnel ble påtagelig i det man begynte å få oppstikkende bolteender som stammet fra boltesikringen i Ekebergstunneln !

Brokonstruksjoner er vel et heller skjeldent forekommende fenomen i norske vegtunneler, men i Svartdalstunellen ble det støpt i alt 3 broer i en avgrenset del av tunnelen. I tillegg til ovenfornevnte bro ble det støpt 2 broer i områder hvor tunnelløp krysset hverander.

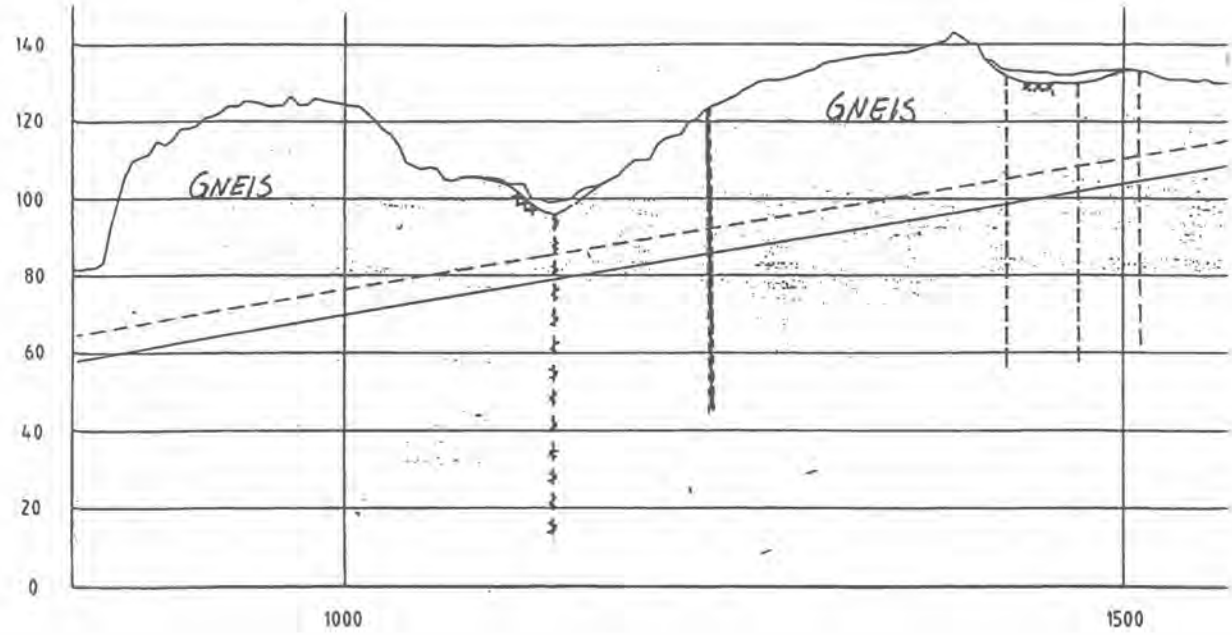
5 AVSLUTTNINGSREPLIKK

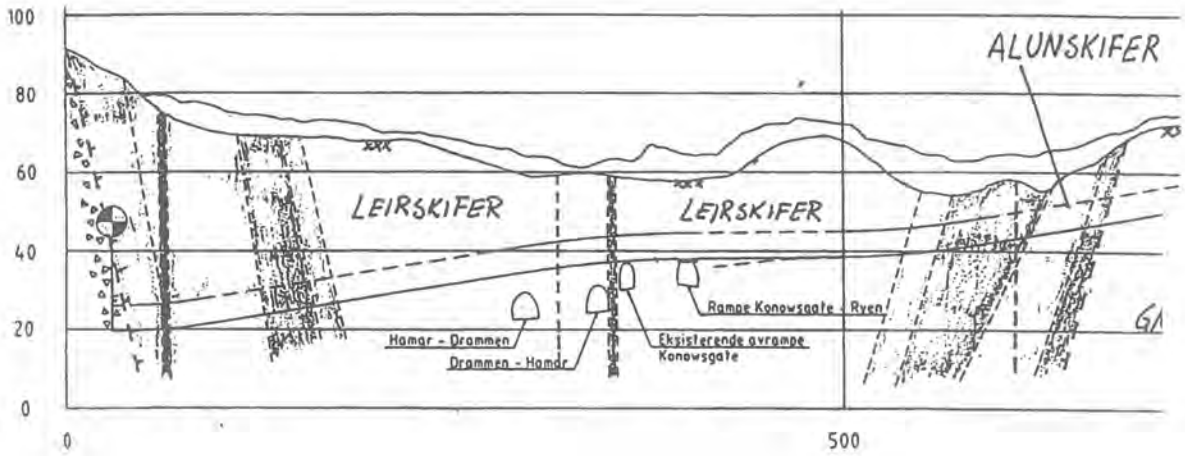
Til tross for mange store utfordriger og vanskelige problemstillinger i løpet av drivinga, ble Svartdalstunnelen ferdig drevet til planlagt tid. En viktig årsak til dette har vært et godt sammarbeidsklima mellom byggherre og entreprenør. Begge parter har vært villige til å arbeide løsningsorienter isteden for å "krype ned i skyttergravene" så snart problemene dukket opp.

21.7 Figur nr 1: Plantegning over Svartdalstunnelen.

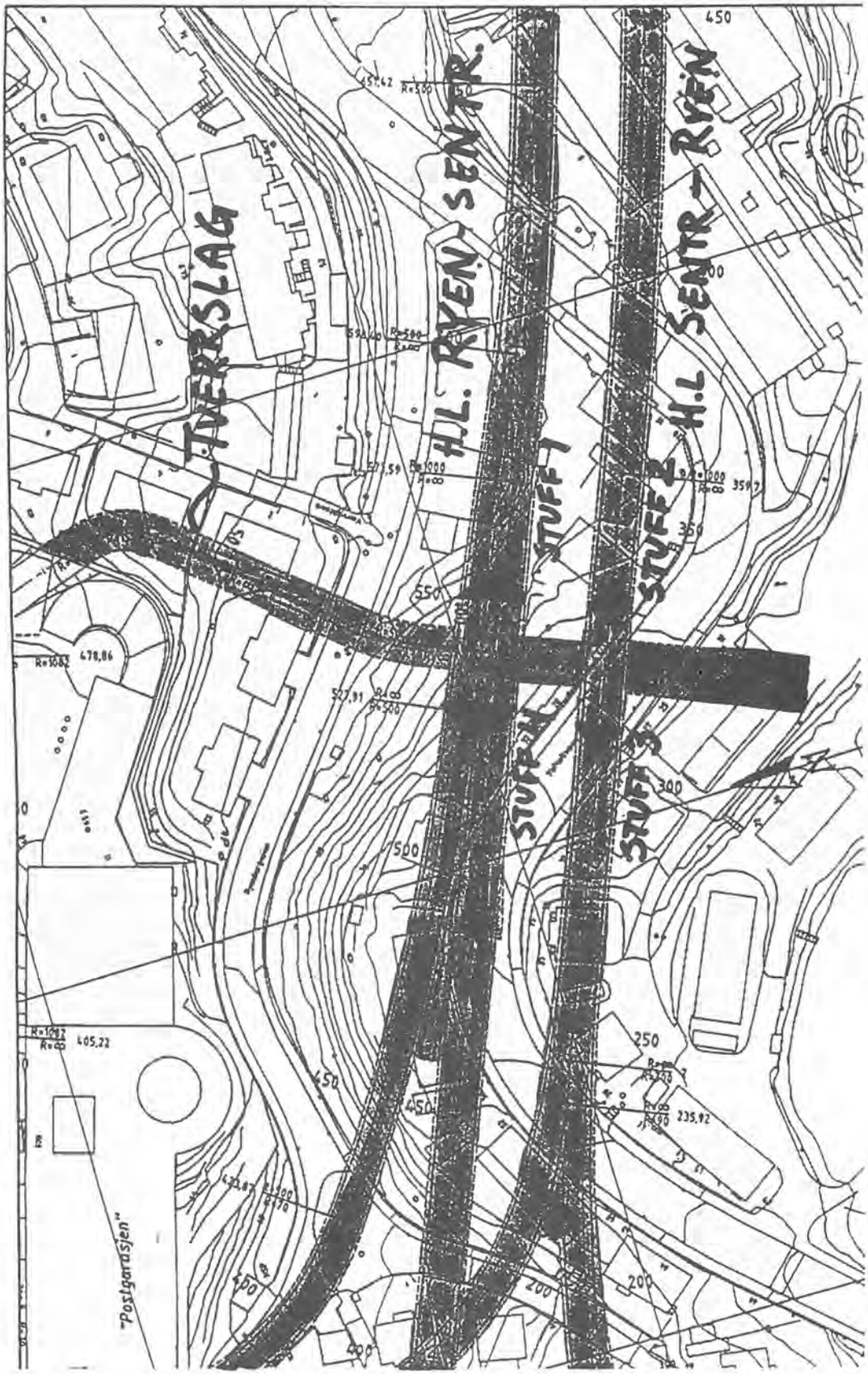


21.8 Figur nr 2: Snitt langs hovedløp Ryen - Sentrum.

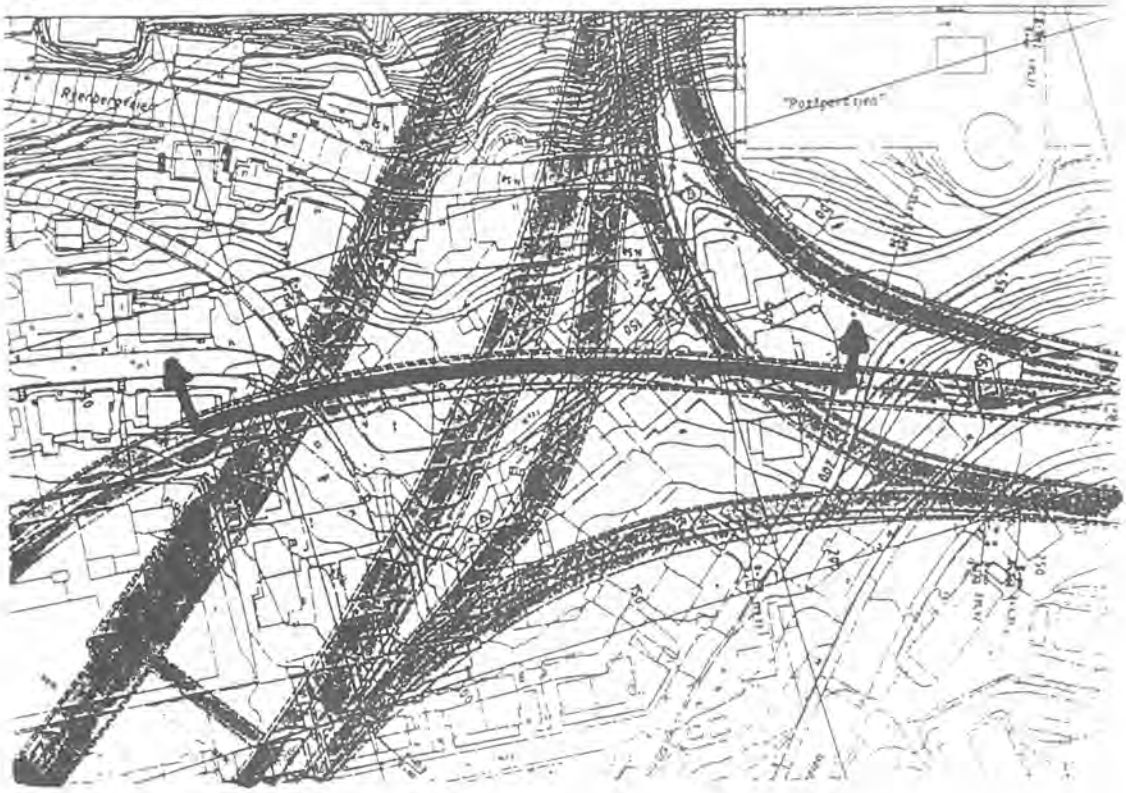


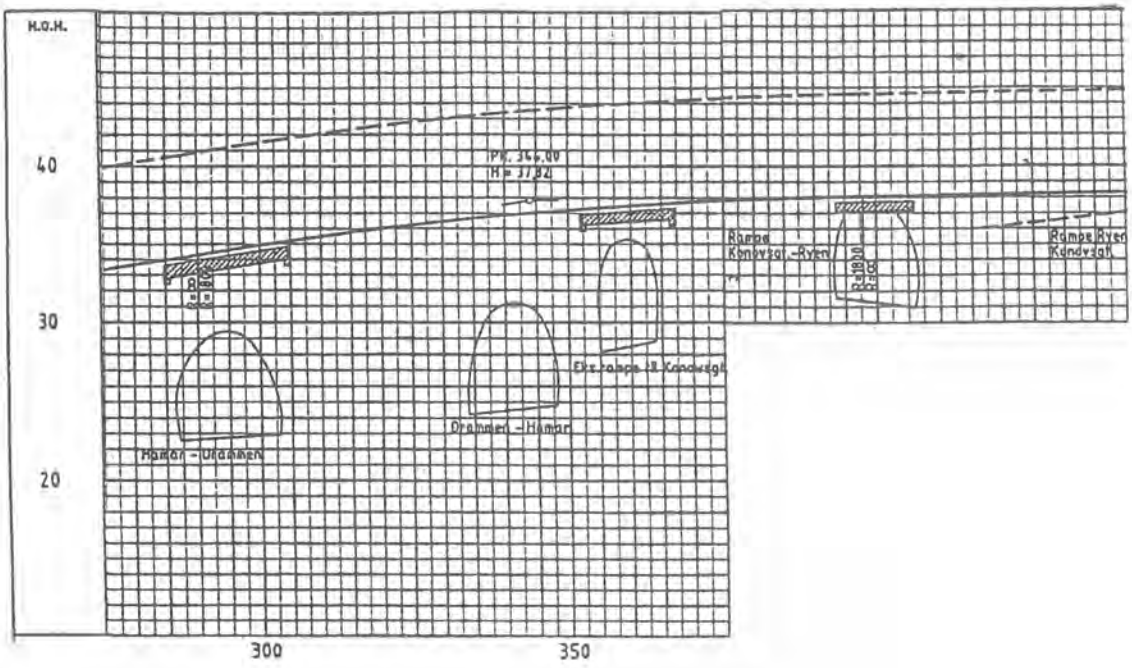


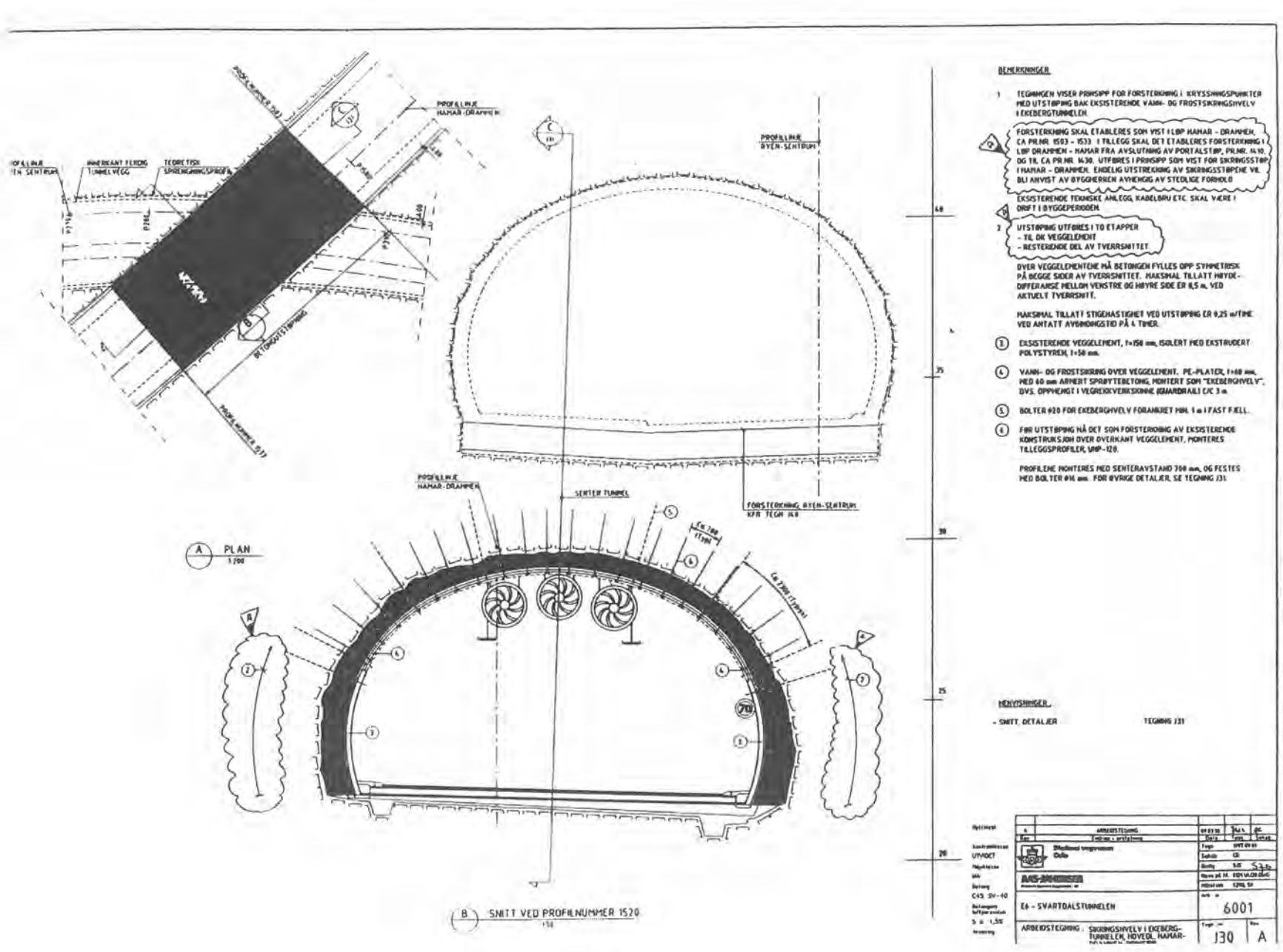
21.9 Figur nr 3: Planskisse over kry



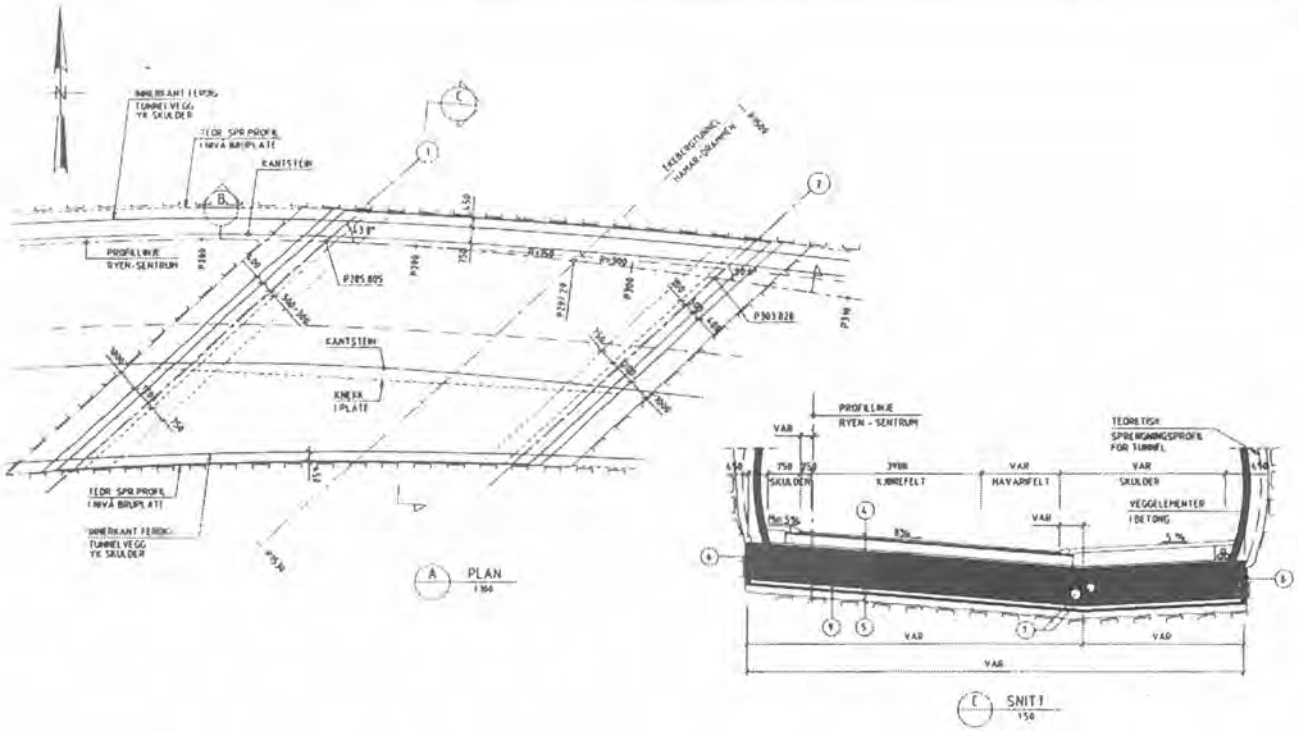
Figur nr 4: Plan- og snitt-tegning som viser Svartdalstunnelens nærføring til Ekebergstunnelen.

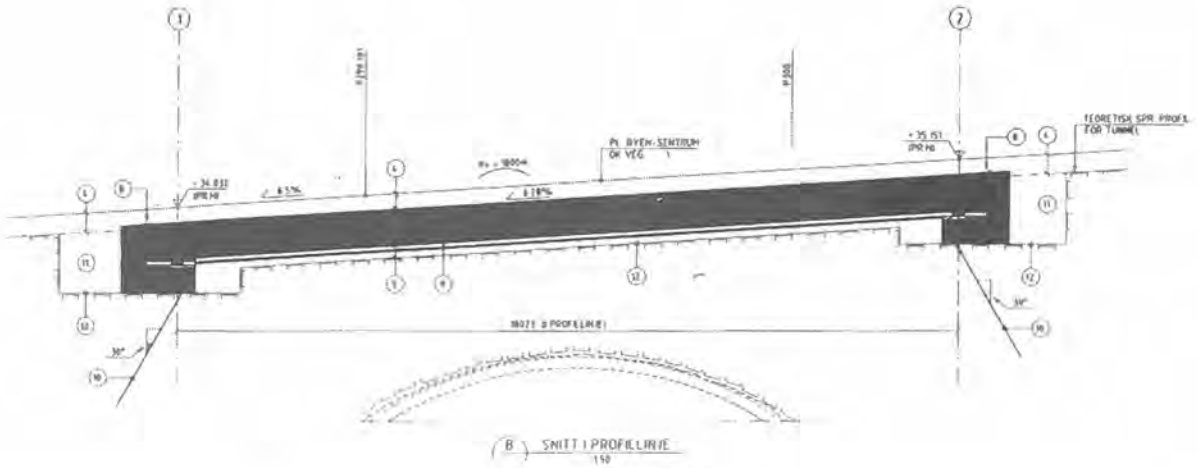






21.11 Figur nr 5: Plan- og snitt som viser sikringshvelv i Ekebergstunnelen.





BEMERKNINGER

1. BRUA SKAL IKKE BELASTE FJELL OVER EKEBERGTUNNELEN I FERDIG TILSTANDEN. BRUA STØPES DERFOR FØRST PÅ GRUNNEN FOR SÅ Å BLI JEKKET OPP SENERE.
2. DATA FOR SPRENGNING UT OVER TEORETISK SPRENGNINGSPROFIL I FJELLTUNNEL ER GITT PÅ FORMTEGNINGER FOR HH V LANDKAR OG OVERBYGNING.
3. TVERRFALL ER KONSTANT 8% OVER HELE BRULENGDEN. (TVERRFALLET ER KONSTANT 5% FOR HØYRE SKULDER).
4. VEGOPPBYGNING, SE F-TEGN
5. 150mm SAND + 50mm MAGERBETONG MED PLASTFOLIE FOR Å HINDRE HEFT TIL BRUPLATE.
6. SPALT MELLOM BRUPLATE OG AVRETTET FJELLKONTUR MED HELNING 10:1. SPALTEN BESTÅR AV ET LAG ENKADRAM TYPE SI ELLER TILSV., ET LAG 10mm POLYSTYREN OG ET LAG PLASTFOLIE NÆRMEST AVRETTET FJELL FOR Å UNNGÅ HEFT VED OPPJEKKING. KFR. DETALJ TEGN. J42.
7. DRENS-/OVERVANNSLEDNING OG SPYLELEDNING FØRES GJENNOM LANDKAR OG BRUPLATE I VARERØR.
8. DILATASJONSFUGE, 10mm EKSPANDERT POLYSTYREN ELLER TILSV. MED STÅLBESLAG OVER SPALT.
9. LUFTSPALT MELLOM BRUPLATE OG MAGERBETONG ETTER AT BRU ER FERDIG OPPJEKKET.
10. FJELLBOLTER.
11. KOMPRIMERT OPPFYLLING MED SAND ELLER GRUS BAK LANDKAR.
12. TEORETISK SPRENGNINGSLINJE FOR BRU.

HENVISNINGER

- LANDKAR, FORM	SE TEGN. J41
- OVERBYGNING, FORM	SE TEGN. J42
- SPENNARMERING	SE TEGN. J43
- JEKKING BRUPLATE	SE TEGN. J44

Godkjent som arbeidstegning av Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 13.05.98
SNORRE J. SLAPGÅRD 31.5 01.09.99

	A	ARBEIDSTEGNING	98.09.01	PCS
	REV.		DATO	TEGN. GODK.

Statens vegvesen Oslo

Tegn: SVVT.09.01.0001
Saksb: AG
Godkj: SJØ

Arb. nr: 6001

E6 - SVARTDALSTUNNELEN

ARBEIDSTEGNING — FJELLTUNNEL HOVEDLØP RYEN - SENTRUM BRU P290, OVERSIKT

Tegn. nr: J40 Rev: A

Statistisk sentralbyrå: STAT.VEG. LAST -95
Kontraktsnummer: UTVIKET
Vegkategori: MA
Betong: D45 SV- 40
Betongens luftporesystem: 3 ± 1.5 %
Grunnlag: K500TE

21.12 Figur nr 6: Plan- og snitt som viser oppjekkbar bro i Svartdalstunnelen

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Sivilingeniør Per Sparrevik
Norges Geotekniske Institutt

Bruk av sugeankere ved fundamentering av konstruksjoner på sjøbunnen. Dimensjonering, installering, erfaringer og nye anvendelser

Manus ikke levert grunnet langvarig utenlandsopphold.

MILJØKONSEKVENSER VED TUNNELBYGGING. SÅRBARHETSANALYSE I FORBINDELSE MED JERNBANETUNNEL GJENNOM GEVINGÅSEN

Ingeniørgeolog Werner Stefanussen
O. T. Blindheim AS

Sammendrag

I forbindelse med planlegging av tunnel Gevingåsen er det utført en sårbarhetsanalyse for å vurdere konsekvenser på naturmiljøet i områdene som kan bli berørt av tunnelutbyggingen som følge av vannlekkasjer og grunnvannssenkning.

Tunnelen som vil bli ca 4,5 km lang, skal gå fra Hommelvik til Hell. Topografien over tunnelen varierer fra slake landformer med morene og leirmasser i sør, til skog og myrterreng oppe på selve Gevingåsen i nord, som ligger med høyeste punkt på kote 280. Hommelviktjernet er spesielt vurdert på grunn av sin beliggenhet rett over tunnelen, men også på grunn av sin spesielle landskapsverdi.

I analysen inngår vurdering av husfundamentering, setningsømfindtlighet, sannsynlighet for vannlekkasjer og angivelse av lekkasjestørrelser. For dette arbeidet er området over tunnelen inndelt i nedbørfelt.

Metoden for analysen har gått ut på å vurdere lekkasjesannsynlighet og konsekvens innenfor hvert nedbørfelt. Det er utarbeidet et sårbarhetskart som viser hvilke områder som kan være utsatt for miljøkonsekvenser som følge av vannlekkasjer i tunnelen.

Arbeidet med utredningen er nå inne i fase 2, som skal gi utdypende vurdering av naturverdi, setningsømfindtlighet i løsmasser og fare for skader på bygninger samt tettemetoder for tunnelen.

Innledning

Enhver tunnelutbygging medfører konsekvenser for det ytre miljø. Med dette menes virkninger på naturmiljøet rundt tunnelområdene, både ved påhuggene, men også i områdene over tunnelen. De største åpenbare ytre konsekvenser har i de fleste tilfeller forekommet i forbindelse med kraftutbygging, men også tunneler i tettbygd strøk/bystrøk har medført konsekvenser for miljøet. I denne forbindelse er det naturlig å referere til Trolltjern i Nordmarka utenfor Oslo som forsvant på 1970-tallet. Tiltak mot setningsskader har som regel blitt iverksatt, men det har på en måte blitt akseptert at en må kalkulere med en del skader på bygninger. Metoder for å begrense skadene finnes, for eksempel etablering av injeksjonsbrønner i løsmasser.

I forbindelse med utbyggingen av Gardermobanen, oppstod det som kjent skader på naturmiljøet i forbindelse med tunnel Romeriksporten. Disse konsekvensene skyldtes vannlekkasjer, med derpå følgende senkning av grunnvannstand som igjen førte til setningsskader på bygninger og drenering av Puttjern. Når det gjelder skader på utmark, skog, myrer og vann, har det tidligere ikke blitt fokusert så mye på dette. En effekt av skadene som oppstod ved byggingen av Romeriksporten er at det nå settes mer fokus på slike skader, og det er allerede i ferd med å bli implementert som en del av de forhold som skal vurderes allerede på et tidlig stadium i planprossessen for nye tunnelprosjekt.

I dette foredraget presenteres fremgangsmåten som er benyttet for sårbarhetsundersøkelsen i forbindelse med utbyggingen av Gevingåsen jernbanetunnel på grensen mellom Sør- og Nord-Trøndelag. Hensikten med foredraget er å presentere metoden som er benyttet i forbindelse med prosjektet. Utredningen utføres som en del av hovedplanarbeidet for tunnelen.

Romeriksport-effekten

Den umiddelbare effekten av lekkasjeproblemene ved byggingen av Romeriksporten var at det ble fokusert på tre hovedemner

1) Forundersøkelser
2) Risikovurdering
3) Konsekvenser av grunnvannssenkning

Disse punktene har med planlegging av tunneler å gjøre. I tillegg kommer en rekke andre faktorer som ikke vil bli omtalt i dette foredraget. Disse kan være kontroll av vannbalansen under bygging, kostnadsoverskridelser, forsinkelse i ferdigstilling av prosjektet etc.

I dette foredraget vil geologiske forundersøkelser ikke bli omtalt, mens risikovurdering i form av sårbarhet og eventuelle konsekvenser ved grunnvannsenkning vil bli fokusert.

Tunnel Gevingåsen

Tunnelen planlegges med ett eller to spor og vil bli ca 4,7 km lang. Påhugget i Hommelvik vil ligge i en fjellskrent like under bebyggelse, mens påhugget på Hell vil ligge i en fjellskjæring langt fra bebyggelse.

Det finnes flere eksisterende anlegg i rimelig nærhet til den østlige halvdelen av den planlagte tunnelen. Dette gjelder et oljelager i fjell i Muruvik, en oljeledningstunnel fra Muruvik til Hell, samt E6-tunnelen fra Hommelvik til Hell. Erfaringene fra disse anleggene har derfor hatt stor betydning for vurderingene i forbindelse med den nye togtunnelen. I den vestlige delen av tunnelen er det ingen eksisterende anlegg i fjell, og overdekningen over tunnelen er til dels svært liten (11 meter), samt at det er områder med tett bebyggelse over tunnelen.

Tunnelstrekningen kan deles i to deler med hensyn på topografien. I den sørlige halvdelen ligger terrenget med høyeste punkt på ca kote 100. Over denne delen av tunnelen er det

hovedsakelig jordbruksområder, boligfelt og litt skog. Løsmassene preges av morene og til dels mektige leiravsetninger, spesielt like ved påhugget i Hommelvik samt i dalsøkket ved Muruvik.

Over den nordlige halvdelen er det større fjellverdekning, da terrenget ligger opp mot kote 220 over store deler av traseen. Helt i nord, mot Hell, er det bratt skråning ned mot sjøen og det nordlige tunnelpåhugget. Terrenget oppe på Gevingåsen preges i stor grad av myrområder, furuskog med noe lauvskog. Hommelviktjernet ligger også oppe på selve Gevingåsen.

Bergartene er typiske Trøndelagsbergarter, det vil si kambrosiluriske skiferbergarter i mange varianter, med strøkretning ca N-S og et slakt fall mot øst. Oppsprekkingen er hovedsakelig moderat, men stedvis tett, og det mest utpregete sprekkesettet har strøkretning tilnærmet Ø-V og steilt fall.

I området ved Hommelvik og Muruvik er det observert utpregede sprekkesett med strøkretning både N-S og Ø-V.

I forbindelse med byggingen av E6-tunnelen ble det påtruffet mange små sprekkesoner med tett oppsprekking, og kun en større svakhetssone.

E6-tunnelen

Traseen for E6-tunnelen går under fjell, myrer og skogsområder. Fjelloverdekningen er ca 200-250 meter over størsteparten av tunnelen. Hommelviktjernet ligger rett over traseen. Det ble utført en forhåndsvurdering av lekkasjefaren fra Hommelviktjernet før arbeidene ble igangsatt. Denne konkluderte med at det var svært liten sannsynlighet for at større lekkasjer ville oppstå. Det ble imidlertid ikke utført noen form for konsekvensanalyse, eller verdivurdering av naturområdene. Det ble tatt spesielle hensyn til Fina-anlegget som ligger nær E6-tunnelen. Dette inkluderte injeksjonsarbeider foran stuff for å hindre lekkasjer inn i tunnelen.

Byggingen av E6-tunnelen ble utført uten at det påvist noen ytre miljøskader på naturen. Lekkasjene i tunnelen var svært små, og i mars 1999 ble den totale gjennomsnittlige vannlekkasjen målt til 1,5 liter/minutt/100 meter.

Grunnlag for sårbarhetsanalyse

I en sårbarhetsanalyse på naturmiljøet vil bergartstyper, oppsprekking og svakhetssoner være av spesiell interesse. I tillegg kan nevnes løsmassetyper og løsmassefordeling, grunnvannstand, nedslagsfelt, vannbalanse, biotoper og fundamentering av bygninger. Lista kan selvsagt utvides, men ut fra det som er nevnt er det opplagt at det ikke bare er geologi som er bestemmende.

Jernbaneverket Region Nord nedsatte derfor en utredningsgruppe for Gevingåsen tunnel med mandat å skulle vurdere mulige konsekvenser på naturmiljøet i områdene som kan bli berørt av tunnelutbyggingen som følge av eventuelle vannlekkasjer og grunnvannsenkninger.

Utredningen skulle i første omgang (fase 1) inkludere en sårbarhetsanalyse av området. Dette inkluderte definering av områder som ville kunne bli berørt som følge av vannlekkasjer i tunnelen, og hvilke konsekvenser dette ville kunne få og følgende aspekter ble vurdert:

- husfundamentering og setningsømfindtlighet
- hydrologi med bestemmelse av nedbørfelt og avrenning
- hydrogeologi med spesiell vekt på hydraulisk ledningsevne i grunnen
- naturmiljø med utarbeidelse av naturtypekart og sårbarhetskart
- naturverdier med vekt på sjeldne arter

Traseen for tunnel Gevingåsen vil gå delvis under samme terrengområde som E6-tunnelen, men vil i tillegg gå under områder med til dels liten fjelloverdekning, under områder med bebyggelse, og under områder med dyrket mark og skog.

Minste fjelloverdekning vil være ca 11 meter, ca 1000 meter vil gå under leirområder med bebyggelse, ca 500 meter vil gå under jord- og skogbruksområdet, mens ca 3000 meter vil gå under fjell, myr og skogsmark med stor overdekning.

Innenfor en korridor på ca 300 ut fra tunneltraseen finnes det 197 bygninger, hvorav 99 er fundamentert på løsmasser, 27 er fundamentert på fjell/løsmasser og resten på fjell.

Leirmektigheten er funnet å være maksimum 20 meter.

Gjennomføringen av vurderingen

Fase 1

Fase 1 ble utført i løpet av vinteren 1999. Dette medførte at biologisk feltarbeid ikke var mulig å gjennomføre. Basert på eksisterende informasjon fra de tidligere utbyggingene, samt innhenting av tilleggsinformasjon fra tilgjengelige kartgrunnlag, var det mulig å gjennomføre en vurdering av sårbarheten. I tillegg ble det utført registrering av husfundamentering, og geotekniske undersøkelser for å klarlegge setningsømfindtligheten til bygningene.

Sårbarhetsanalysen er utredet med vekt på:

- Sannsynlighet for vannlekkasjer.
  I denne vurderingen er den anslåtte vannlekkasjen i tunnelen angitt som %-andel av årsmiddelavrenningen fra hvert nedbørfelt som tunnelen passerer under.
- Mulige virkninger av vannlekkasjer.
  Disse er angitt som mulige setningsskader på bygninger, samt setninger på områder uten bebyggelse.

- Skade på naturmiljøet.
  I denne vurderingen inngår angivelse av områder som kan være sårbare overfor vannlekkasjer som følge av begrenset nedbørfelt. I denne forbindelse er det utarbeidet et sårbarhetskart som viser de områdene som vurderes som sårbare.

Kvalitetskontroll

Etter at rapporten for fase 1 ble ferdigstilt i april i år, ble det gjennomført en kvalitetskontroll av NTNU Vitenskapsmuseet og NGU. Kommentarene fra kvalitetskontrollen vil bli videreført og utdypet i fase 2. Kommentarene gjaldt i første omgang en manglende generell verdisetting av området med hensyn på naturmiljø med vekt på insekter og salamander-biotoper, samt limnologi.

Fase 2

Fase 2 er i øyeblikket under utførelse. Denne fasen vil omfatte kartlegging av biotoper og naturtyper. Videre vil Hommelviktjernet bli vurdert ut fra limnologiske undersøkelser, inklusive undersøkelse av bunnfauna. Hensikten med disse undersøkelsene er å fastlegge naturtypenes verdi.

Videre evaluering og sammenstilling av setningsømfindtlighet og fundamenteringsforhold vil angi områder/bygninger som vil være utsatt for skader.

Av ingeniørgeologiske vurderinger vil inngå evaluering av tetningstiltak i tunnelen og setningsreduserende tiltak i områder med antatte konsekvenser som følge av setninger.

Resultater

Fase 1

Konklusjonene av fase 1 kan sammenstilles som følger.

Bergartene som tunnelen vil ligge i er hovedsakelig de samme som for E6-tunnelen. Det finnes en god del sprekke- og svakhetssoner som vil krysse tunneltraseen. Bergartene, som i hovedsak er myke skiferbergarter, vurderes å være tette og ha liten hydraulisk konduktivitet. Måling av vannlekkasjer i E6-tunnelen underbygger disse antakelsene. Vannlekkasjene anslås til i gjennomsnitt å bli i størrelsesorden 1-2,3 l/min/100 meter. Større punktlekkasjer i forbindelse med svakhetssoner og åpne slepper må imidlertid forventes å kunne forekomme.

Ved påhugg sør (Hommelvik), og over de første 700 metrene, er det bebyggelse som delvis er fundamentert på løsmasser. Disse må forventes å kunne få skader som følge av setninger. Grunnundersøkelsene og analysering av setningsømfindtligheten til løsmassene indikerer at det må forventes opptil 15 cm setninger i de mest utsatte tilfellene.

Tunnelen vil gå under et område med naturtyper som anses å ha liten fare for at det skal oppstå vesentlige skader.

Lekkasjer i tunnelen under leirområder vil i hovedsak være et geoteknisk problem (setningsskader) og vil ikke influere på naturmiljøet. Lekkasjer under områdene med myrer og vann oppe på Gevingåsen vil kunne medføre konsekvenser for naturmiljøet.

Sårbarhetskartet viser at områdene med bebyggelse, områdene i forbindelse med enkelte myrer oppe på Gevingåsen, samt Hommelviktjernet og kildeutspringene under fjellskrenten på Gevingåsen er de mest sårbare med hensyn på vannlekkasjer og senkning av grunnvannstand. Sårbarhetskartet viser inndelingen av nedbørfelt, med angivelse av sårbarhetsgrad som følge av nedbørfeltenes størrelse.

Fase 2

I fase 2 er det hittil utført biologisk kartlegging av utvalgte områder. Disse områdene tilsvarer områdene som er angitt med stor sårbarhet på sårbarhetskartet. Kartleggingen har omfattet naturmiljøet i disse områdene, som spesielt har vært rettet mot myr og våtmarksområdene. Resultatene viser at enkelte områder preges av stor artsrikdom, og klassifiseres å ha relativt høy naturverdi.

Resultatene av de limnologiske undersøkelsene er ikke avsluttet ennå, men det er kjent fra før at Hommelviktjernet har høy reproduksjon av fisk, og høyt næringsinnhold. Hensikten med å utføre undersøkelsene når man fra før vet at tjernet er et godt fiskevann, er å ha et referansemateriell å kunne benytte i fremtiden under prosjektets gjennomføring, samt ved eventuelle senere prosjekt.

Vurderingen av sannsynligheten for vannlekkasjer har vist at det er liten sannsynlighet for store lekkasjer. I områdene med bebyggelse på løsmasser av leire og silt, vil imidlertid kun små lekkasjer kunne medføre store skader. I fase 2 vil tiltak for å redusere vannlekkasjer og setninger bli utredet.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Sivilingeniør Steinar Hermann
Norges Geotekniske Institutt

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

SETNINGSBEREGNINGER – KAN VI BLI LURT?

Dr. ing. Arne Åsmund Skotheim, Geovest AS

Sammendrag

Presentasjonen viser at vi kan bli lurt når setningsberegninger utføres med konvensjonelle metoder og setningsparametre som er uavhengige av mobiliseringsgrad/påkjenningsnivå. Ved spenningsavhengige modulformuleringer (EP- og PL-modell) kan setningsreduksjon tilsynelatende oppnås både ved en økning og en reduksjon av bredden av stripefundament. For kvadratiske fundamenter synes beregningene å gi rett tendens via avtagende setninger for økende fundamentstørrelse slik at det ikke uten videre er lett å avsløre om verdiene kan være tvilsomme. Det samme er tilfelle for spenningsuavhengig modul (EE-modell).

Via tilbakeregninger av belastningsforsøk er det sannsynliggjort at både setningsmodul og spenningskonsentrasjonsfaktor er mobiliseringsavhengige. Dette er anskueliggjort via en forsøksserie utført i Texas. Dette er ikke overraskende, men tvert imot som forventet. Skal man forbedre pålideligheten av setningsestimater, må forbedrede formuleringer etableres og introduseres i beregningsprosedyrene.

Problematikken ovenfor er så langt ikke belyst grundig nok til å fremsette endelige anbefalinger med hensyn til mobiliseringsavhengige setningsmoduler og spenningskonsentrasjonsfaktorer for forskjellige jordarter, fundamenttyper og ikke minst for lagdelt grunn. Men de gir et godt grunnlag for videre arbeid for å komme fram til dette.

Summary

Conventional settlement calculations may give misleading results if settlement parameters independent of the load level are used. With stress dependant moduli (EP- and PL-model) settlement reduction may apparently be obtained for both a decrease and an increase in width of strip foundations. For square footings the expected tendency of decreasing settlement with increasing width occurs, but it is not easy to judge whether or not the values are reasonable. This is also true for the case with a stress independent modulus (EE-model).

From back calculations of load tests performed in Texas, it is demonstrated that both the modulus and the stress concentration factor are dependent on the degree of mobilisation. This behaviour is not surprising, but rather as expected. If better confidence into settlement predictions shall be obtained, improved formulations have to be established and introduced into the calculation procedures.

The work behind this presentation is not sufficient to present final recommendations for various soil conditions including layered soils for different footing geometries. But the work performed so far forms a good basis for continued work towards this goal.

Bakgrunn

Beregning av fundamentsetninger blir av mange geoteknikere betraktet som kurante analyser, forutsatt at setningsmodulen er kjent eller kan anslås med rimelig nøyaktighet. Undertegnede er ikke ubetinget enig i dette.

Fordi det i mange prosjekter er mangelfulle grunnlagsdata, blir et betydelig variasjonsområde for setningsmoduler lagt til grunn for setningsberegningene. Sammen med enkle spenningsfordelinger med dybden vil dette gi tilsvarende stor variasjon i estimerte forventede setninger. Forholdsvis sjelden blir det fokusert på selve beregningsmetoden.

Ved større prosjekter er informasjonen om grunnforholdene vanligvis mer omfattende slik at styrke- og deformasjonsparametre kan fastsettes mere nøyaktig. Dette kan gi grunnlag for mer kompliserte last-deformasjonsberegninger for eksempel via et elementmetodeprogram. I de fleste tilfeller blir likevel setningsberegninger utført med enkle konvensjonelle metoder.

Enkel konvensjonell metode for setningsberegning

Blant norske geoteknikere er det vanlig å benytte Janbus modulkonsept beskrevet i "Grunnlag i geoteknikk" (1970) ved beregning av setninger.

For beregning av aktuell tilleggsspenning med dybden anvendes noe varierende fordelinger. Mitt inntrykk er at Janbus metode/kurver beskrevet i "Grunnlag i geoteknikk" ofte blir benyttet, og mange av oss ble under studietiden opplært til å benytte en iterasjonsprosedyre for bestemmelse av influensdybde (H_0) og spenningsfordeling med dybden (Δp).

Vårt firma har i mange år benyttet en "foredlet" versjon av Janbus metode med sluttede løsninger for influensdybde og tilleggsspenning. Dette er lagt inn i et generelt regneark for setningsberegning basert på Janbus modulkonsept i kombinasjon med en bæreevnebetraktning; Geovest AS (1994).

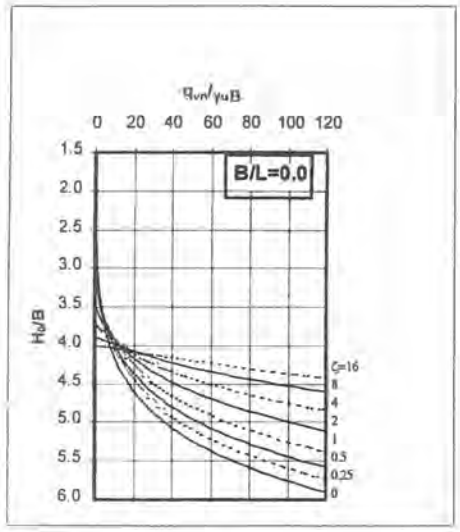
Figur 1 viser noen nøkkeldiagrammer som kan avledes fra denne "foredlede" versjonen for vanlig benyttet spenningskonsentrasjonsfaktor f_r=1,25. Faktoren f_r er lik forholdet mellom mobilisert skjærspenning ved fundamentranden og langs tilhørende skjærflate for bæreevne.

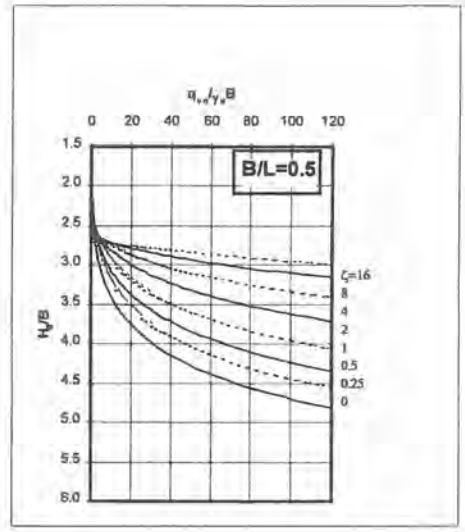
Diagrammene viser at influensdybden øker med økende netto tilleggsbelastning (q_{vn}) representert ved det dimensjonsløse forholdet $q_{vn}/\gamma_u B$. B er fundamentbredden og γ_u er representativ effektiv tyngdetetthet under underkant fundament. Videre viser Figur 1 at influensdybden øker med avtagende verdi av dimensjonsløs dybdefaktor

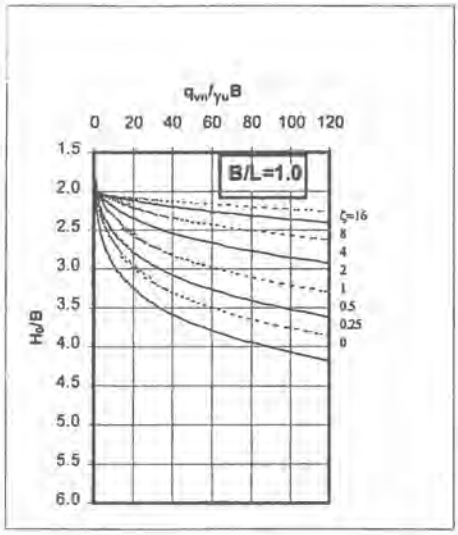
$$\zeta=(\gamma_o D+a)/\gamma_u B$$

der γ_o er effektiv tyngdetetthet over underkant fundament, D=fundamentdybde og a=attraksjon. Relativ tilleggsspenning ($\Delta p/q_{vn}$) mot relativ dybde (z/H_0) er i praksis kun avhengig av faktoren ζ.

Det presiseres at kurvene i figur 1 kun er gyldig for en konstant f_r=1,25 ved homogene grunnforhold. Selv om kurvene i utgangspunktet således ikke er gyldig for lagdelt grunn, blir de i mange tilfeller allikevel brukt ved slike grunnforhold.







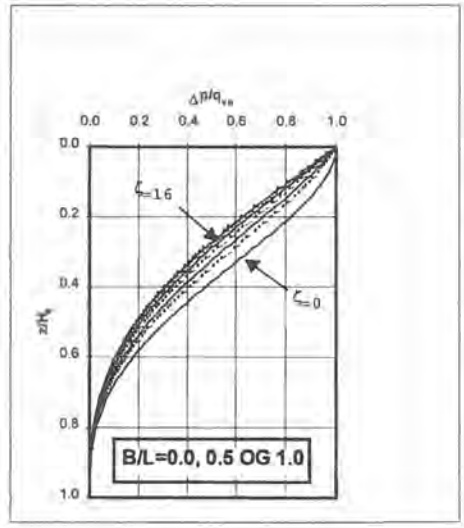


Fig. 1 Relativ influensdybde (H_0/B) mot relativt netto fundamenttrykk($q_{vn}/\gamma_u B$) og relativ tilleggsspenning ($\Delta p/q_{vn}$) mot relativ dybde (z/H_0); begge som funksjon av dimensjonsløs faktor

$$\zeta=(\gamma_o D+a)/\gamma_u B.$$

Diagrammene er basert på en videreføring av metoden beskrevet av Professor N. Janbu i "Grunnlag i geoteknikk" (1970); side 127 – 136; for spenningskonsentrasjonsfaktor f_r=1.25.

Fundamentering av et bygg på Nordvestlandet

For 2-3 år siden ble vi engasjert som geoteknisk rådgiver for et byggeprosjekt på Nordvestlandet der setningsproblematikken var sentral.

Egentlig var det et eksisterende bygg som skulle påbygges og utvides i betydelig grad (byggetrinn III). Den eldste delen av bygget var fra 1965 (byggetrinn I), men en beskjeden påbygging var gjennomført rundt 1975 (byggetrinn II).

Situasjonsplanen i figur 2 viser basisgeometri, laster, grunnforhold og jordparametre lagt til grunn for byggetrinn III.

Liksom de to tidligere byggetrinn ble også byggetrinn III i hovedsak fundamentert på banketter/stripefundamenter under yttervegger og kvadratiske søylefundamenter inne i bygget. Fundamentering på peler ble også vurdert, men i samråd med byggeteknisk konsulent valgte byggherren direkte sålefundamentering.

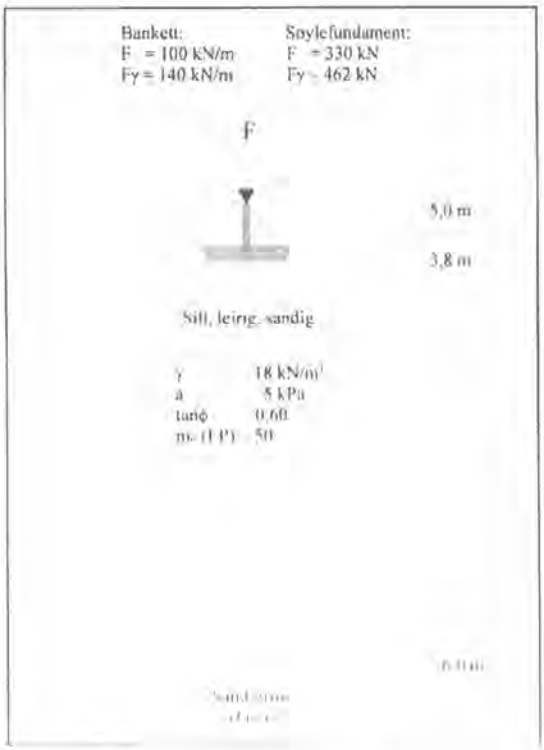


Fig. 2 Bygg på Nordvestlandet - grunnforhold, geometri og laster.

I figur 2 er setningsgivende last (F) og dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden (F_γ) angitt for et utvalgt bankettfundament og et utvalgt søylefundament.

De opprinnelige grunnundersøkelsene dekket hele det aktuelle utbyggingsområdet; dvs. også byggetrinn III. Grunnforholdene, som er noe forenklet fremstilt i figur 2, er dominert av løs til middels lagret leirig, sandig silt fra terreng på kote +5,0 ned til kote –6,0. Øverste 1,0-1,5 m under terreng inneholder noe grus og humus. Under omlag kote –6,0 er det påvist fast sand/grus til maksimal boredybde.

Ved den siste påbyggingen ble underkant fundament plassert i 1,2 m dybde under terreng på kote +3,8, hvor grunnvannsnivået også ble antatt å ligge.

De geotekniske rapporter fra tidligere byggetrinn inneholdt lite om setninger. Beregnede setningsverdier var ikke dokumentert, men rapportene inneholdt et generelt utsagn om at setningene ikke var av avgjørende betydning "fordi de i hovedsak vil være unnagjort i byggeperioden". Erfaringene har imidlertid vist at setninger inklusiv skjevsetninger har vært et betydelig problem, men dette skal vi ikke komme nærmere inn på her.

For byggetrinn III har vi utført relativt omfattende geotekniske beregninger. I det etterfølgende vil vi som før nevnt konsentrere oss om et utvalgt bankettfundament og et utvalgt søylefundament.

Karakteristiske jordparametre er vist i figur 2, og disse er valgt ut fra tilgjengelig informasjon om grunnforholdene. For den aktuelle silten kunne $\tan\phi=0{,}60$ muligens være noe høyt, og materialkoeffisient $\gamma_m=1{,}5$ ble derfor lagt til grunn.

Bæreevneberegninger i bruddgrensetilstanden utført i henhold til Janbu et al (1976) gav en nødvendig minimumsbredde på henholdsvis 0,75 m for banketten (F_γ=140 kN/m) og 1,50 m for det kvadratiske søylefundamentet (F_γ =462 kN).

Setningsberegninger ble deretter utført for begge fundamenttyper i henhold til vår metode/prosedyre beskrevet foran. En kvadratrotmodul med et modultall på 50 ble benyttet sammen med f_r=1,25. For stripefundamentet med bredde 0,75 m ble forventet setning beregnet til 30-35 mm, mens 35-40 mm ble funnet for det kvadratiske søylefundamentet med størrelse 1,5 m x 1,5 m.

På grunn av de ugunstige erfaringene med hensyn til setninger for de tidligere byggetrinn syntes byggeteknisk rådgiver at disse setningene var i største laget. Selv om fundamentene kunne bygges med noe overhøyde og en del av setningene ville være unnagjort i byggeperioden, ble en øvre grense på 20 mm setning til slutt spesifisert. Vi ble deretter bedt om å etablere kurver for setning mot fundamentbredde for de ulike fundamenter.

De resulterende totalsetninger som funksjon av bredde for de utvalgte fundamenter er vist på figur 3 (bankett/stripefundament) og figur 4 (kvadratisk søylefundament).

Som figur 4 viser, avtar setningen for det kvadratiske fundamentet noenlunde jevnt med bredden til 20 mm for en fundamentstørrelse på 3,25 m x 3,25 m.

Beregningene for stripefundamentet gav i utgangspunktet et forbausende resultat. For det første ble setningene funnet å variere lite for fundamentbredder mellom 0,5 og 3,0 m. For en nødvendig bredde på 0,75 m ut fra bæreevne kunne dessuten setningene beregningsmessig reduseres enten ved å redusere bredden eller ved å øke bredden betydelig; jamfør figur 3. Den umiddelbare konklusjonen var at dette måtte være ufysisk, og at dette måtte skyldes beregnings- eller metodefeil.

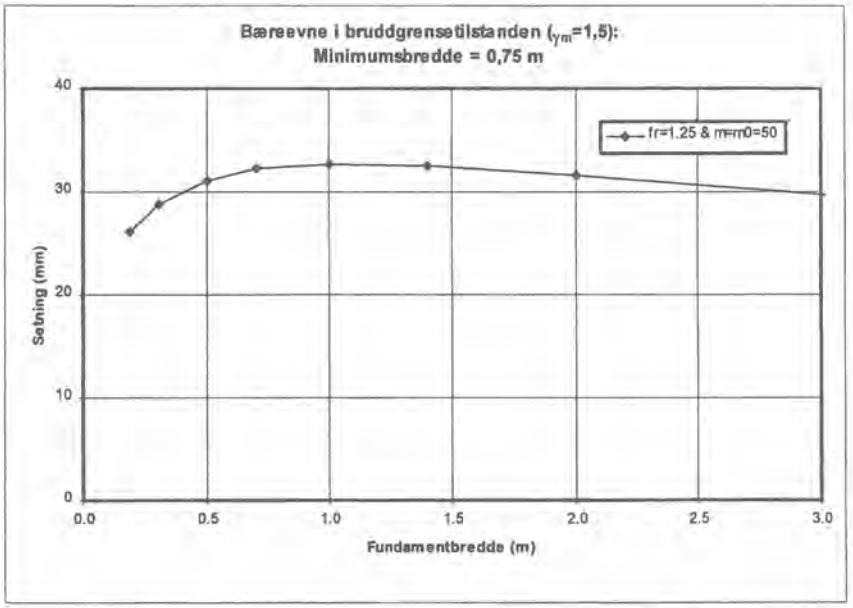


Fig. 3 Bygg på Nordvestlandet - bankett/stripefundament (L=20 m).
Beregnet setning som funksjon av bredde for f_r=1,25 og m=m_0=50.

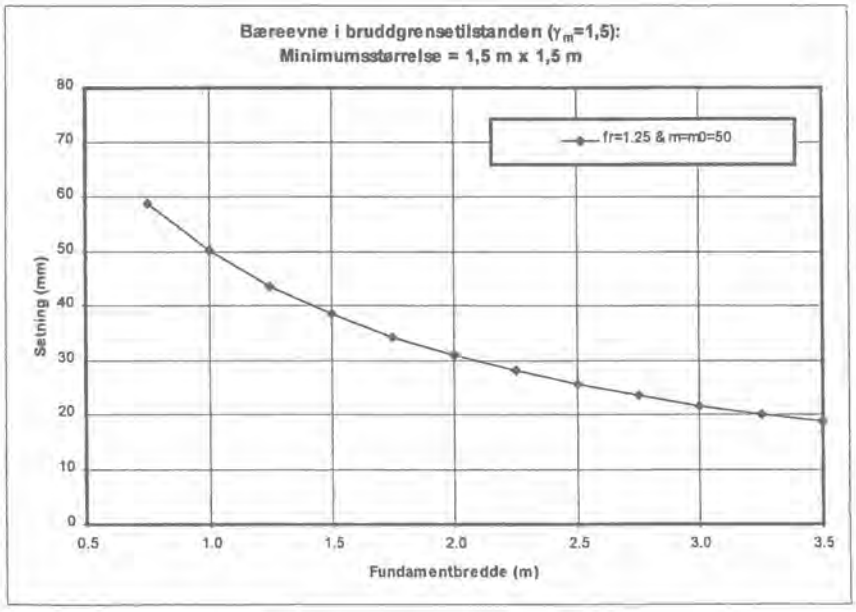


Fig. 4 Bygg på Nordvestlandet – kvadratisk søylefundament.
Beregnet setning som funksjon av bredde for f_r=1,25 og m=m_0=50.

En grundig gjennomgang viste imidlertid at så ikke var tilfelle. Setningsberegninger for stripefundamenter ved andre typer grunnforhold ble dessuten analysert på samme måten ved å forutsette en konstant last per løpemeter stripe. Disse beregningene viste at det samme fenomenet oppstod for NC-leirer og sand/silt med spenningsavhengige moduler, men ikke for OC-leirer med konstant M uavhengig av spenningsnivået.

Ved å gå gjennom setningsberegninger fra tidligere prosjekter ble det klart at vi også der hadde fått tilsvarende resultater, men at dette hadde vært "skyvd under teppet" sett i relasjon til usikkerhet i deformasjonsparametre og øvrige antagelser. En videre evaluering av fenomenet ble derfor initiert med følgende spørsmål relatert til den benyttede metode:

1. Er spenningskonsentrasjonsfaktoren (f_t) avhengig av mobiliseringsgraden ($f=\tan\rho/\tan\phi$)?
2. Vil setning mot fundamentbredde endre seg vesentlig hvis et modultall (m) avhengig av mobiliseringsgraden (f) introduseres i beregningene?
3. Er en kombinasjon av 1. og 2. svaret?

Belastningsforsøk fra Texas

I litteraturen finnes det flere artikler og rapporter om belastningsforsøk på fundamenter. På det aktuelle tidspunkt for vurdering av byggetrinn III for aktuelt bygg på Nordvestlandet var vi nylig blitt klar over et sett med slike forsøk utført av Texas A&M University på et forsøksfelt i Texas; Briaud et al (1994). Da dette tilfellet var relativt godt dokumentert med hensyn til grunnforhold, forsøksoppsett og resultater, ble dette benyttet til videre evaluering.

Figur 5 viser en forenklet situasjonsskisse for dette forsøksoppsettet der fem forskjellige kvadratiske fundamenter ble belastet trinnvis opp til en vertikal forskyvning/setning på 150 mm. Størrelsen på fundamentene varierte fra 1,0 m x 1,0 m til 3,0 m x 3,0 m. Underkant fundament var plassert 0,76 m under et planert nivå etter at et topplag på mellom 0,5 og 1,5 m var fjernet. Grunnvannet lå omlag 4,9 m under planert nivå.

Grunnforholdene var noe varierende, men kunne idealiseres til å bestå av et omlag 11 m tykt lag av siltig sand over svært fast OC-leire ned til om lag 33 m dybde. Den nedre delen av siltlaget inneholdt tynne lag av sandig leire.

Det dominerende siltlaget kunne karakteriseres som noe sementert og/eller overkonsolidert, i hvert fall i de øverste 5-7 m under planum. Ut fra en grundig gjennomgang av tilgjengelige felt- og laboratorieresultater konkluderte vi med representative jordparametre som angitt på figur 5. For enkelhets skyld forsøkte vi å "innbake" effekten av relativt sett noe avtagende styrke- og deformasjonsparametre med dybden over de øverste 5-7 m.

I denne presentasjonen har vi valgt å konsentrere oss om ett av fundamentene, og figur 6 viser målt last-deformasjonskurve for fundament F1 med størrelse 3,0 m x 3,0 m. Målt last ved maksimal forskyvning på 150 mm tilsvarer et fundamenttrykk på knapt 1150 kPa. I figur 7 har vi sammenlignet dette fundamenttrykket med beregnet bæreevne som funksjon av friksjonsvinkel ved valgt attraksjon på mellom 20 og 40 kPa. Vi har benyttet to forskjellige bæreevneformuleringer; angitt som henholdsvis DnV og API på figuren; DnV (1992) og API (1993). Formuleringen til Janbu et al (1976) ligger for øvrig mellom disse løsningene.

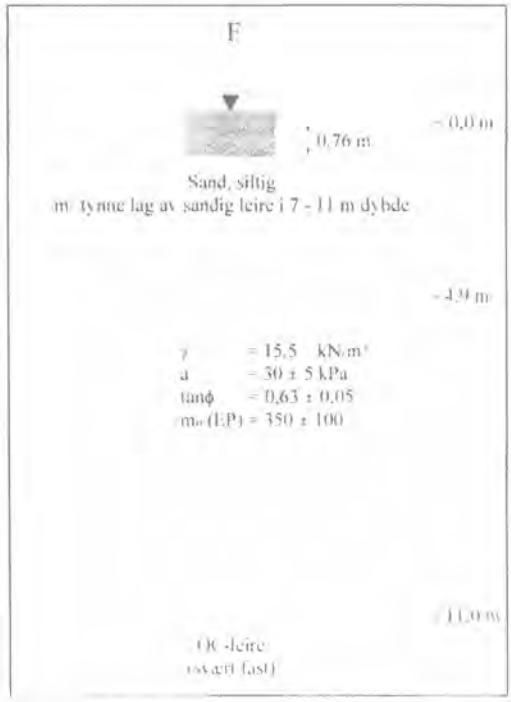


Fig. 5 Texas A&M University Test Site - grunnforhold, geometri og laster.

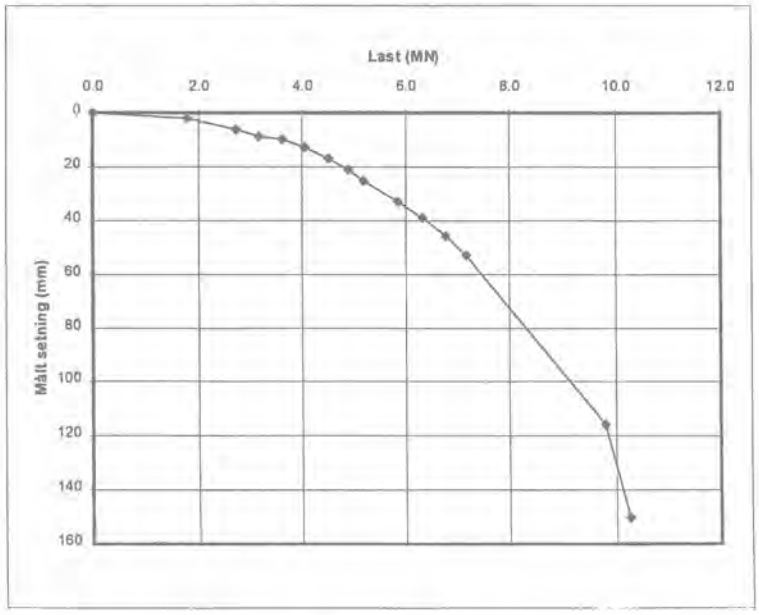


Fig. 6 Texas A&M University Test Site. Fundament F1 – målt arbeidskurve.

Med en valgt karakteristisk attraksjon på 30 kPa kan en friksjonsvinkel på vel 30 grader interpoleres fra figur 7 for fundament F1; dvs. $\tan\phi$=0,58. Eventuelt kunne friksjonen ha blitt noe større dersom forsøket hadde vært kjørt til noe større deformasjon. Forsøkene for de øvrige fundamentene gav noe avvikende friksjonsvinkler, som vist ved angitt variasjon i $\tan\phi$ på figur 5.

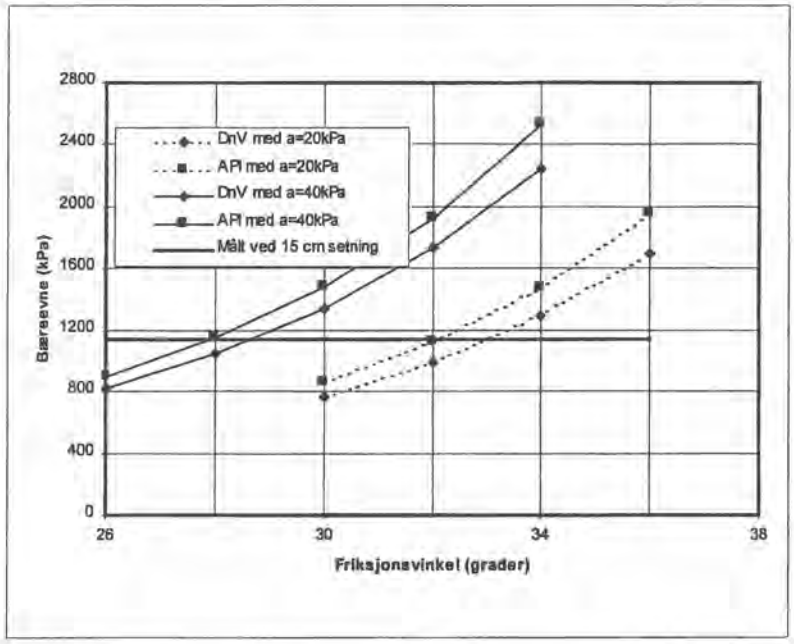


Fig. 7 Texas A&M University Test Site. Fundament F1 – tilbakeregnet a og ϕ.

Figur 8 viser modultall (m) for kvadratrotmodul (EP) tilbakeregnet av undertegnede fra den målte last-deformasjons-kurven for fundament F1. Vi har etablert to sett med m-verdier som funksjon av mobiliseringsgrad (f); ett sett for f_t=1.25 og ett sett for f_t=3-2f. Modultallene er tilbakeregnet ved hjelp av vårt generaliserte setningsregneark.

Den tredje kurven i figur 8 viser en mulig modultilpasning som funksjon av mobiliseringsgrad (f) basert på de aktuelle målinger for fundament F1, nemlig:

$$m=m_0((1-f)/(1-f_0))^{\nu}= 350((1-f)/(1-0{,}75))^2$$

Modultallet m_0=m_0(EP)=350 gjelder for mobiliseringsgrad f_0 som normalt refererer seg til en ødometertilstand, mens ν=mobiliseringseksponent. Tilpasset f_0 kan synes noe høy, men vi har likevel funnet at dette er rimelig da aktuell m_0-verdi er avledet fra andre forsøkstyper enn ødometer (ødometerforsøk manglet).

Lignende kurver og relasjoner ble etablert for de øvrige fire fundamenter i forsøksserien. Fra fullskala feltforsøk ble det sannsynliggjort at både modultall og spenningskonsentrasjonsfaktor kan være avhengige av mobiliseringsgraden.

Laboratoriebestemte spenningsavhengige moduler som samtidig er avhengig av mobiliseringsgraden, er for øvrig ikke noe nytt. Slik formuleringer har lenge vært dokumentert i geoteknisk faglitteratur. Det kan i den forbindelse for eksempel vises til forsøk på sand omtalt i Janbus "Grunnlag i geoteknikk" (1970). I elementmetodeløsninger har også slike formuleringer vært brukt. En systematisk introduksjon av dette i konvensjonelle setningsberegninger har imidlertid ofte blitt sett bort fra, for ikke å si blitt uteglemt.

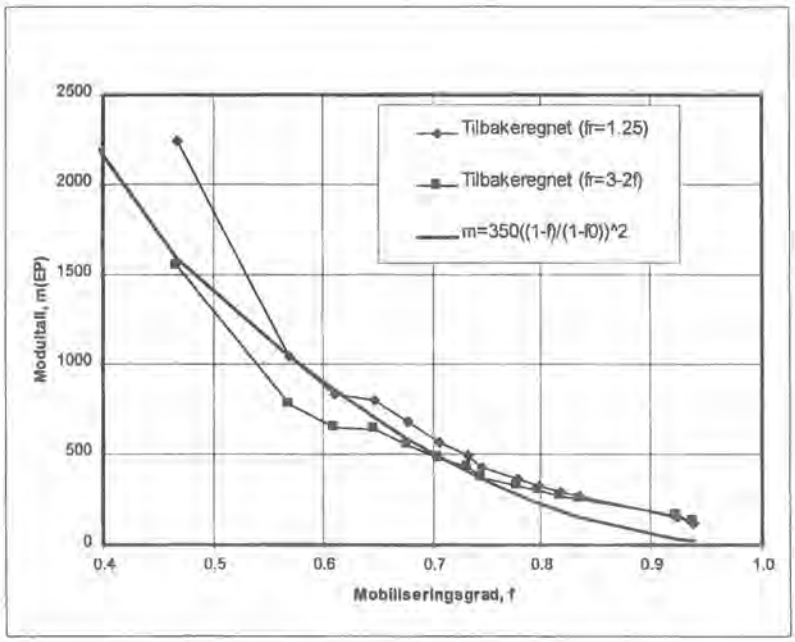


Fig. 8 Texas A&M University Test Site. Fundament F1 – tilbakeregnede/tilpassede modultall (EP).

Bygget på Nordvestlandet – supplerende setningsberegninger

Konklusjonen fra forsøkene i Texas sammen med lignende erfaringer fra andre prosjekter ble lagt til grunn for ytterligere setningsberegninger for det aktuelle bygget på Nordvestlandet.

Figurene 9 (bankett/stripefundament) og 10 (kvadratisk søylefundament) viser beregnede setninger for f_r=3-2f sammenlignet med f_r=1,25. I begge tilfeller er konstant $m=m_0=50$ benyttet uavhengig av mobiliseringsgrad.

Mens det ikke var mulig å nå setningskravet på maksimum 20 mm med rimelige bankettbredder ifølge opprinnelige beregninger, vil en bredde på vel 1,5 m tilfredsstille dette kravet for f_r=3-2f. For det kvadratiske søylefundamentet medførte setningskravet på 20 mm opprinnelig en nødvendig fundamentstørrelse på 3,25 m x 3,25 m. Med f_r=3-2f oppfylles kravet for en fundamentstørrelse på 2,0 m x 2,0 m.

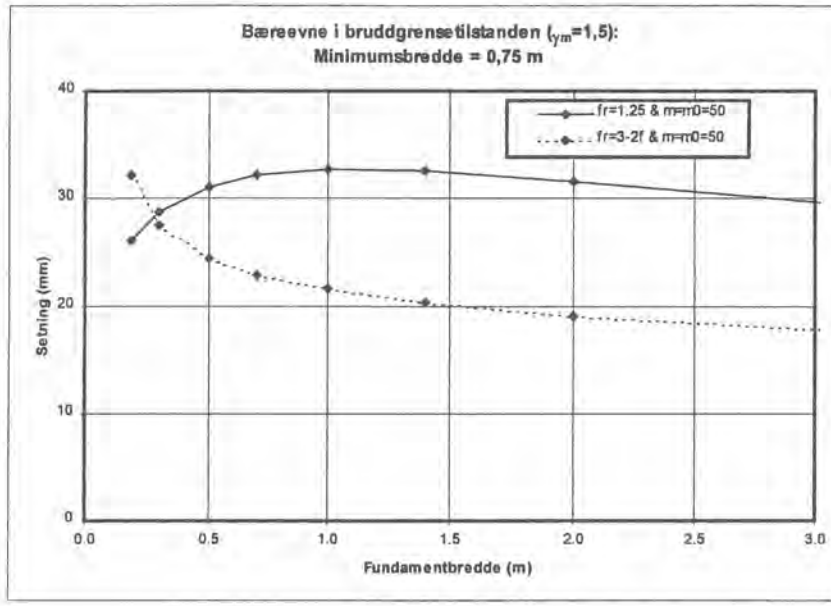


Fig. 9 Bygg på Nordvestlandet - bankett/stripefundament (L=20 m).
Beregnet setning som funksjon av bredde for mobiliseringsavhengig f_r.

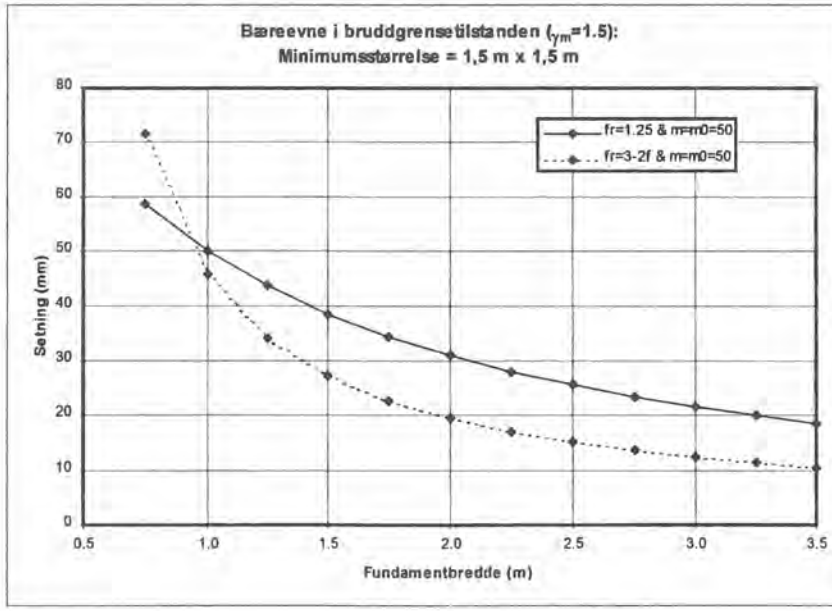


Fig. 10 Bygg på Nordvestlandet – kvadratisk søylefundament.
Beregnet setning som funksjon av bredde for mobiliseringsavhengig f_r.

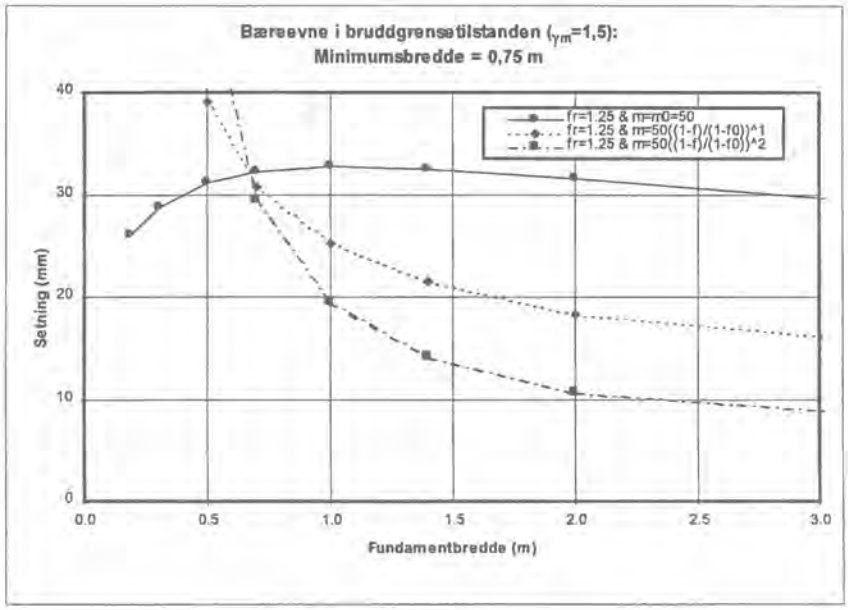


Fig. 11 Bygg på Nordvestlandet - bankett/stripefundament (L=20 m).
Beregnet setning som funksjon av bredde for mobiliseringsavhengig m og f_r=1.25.

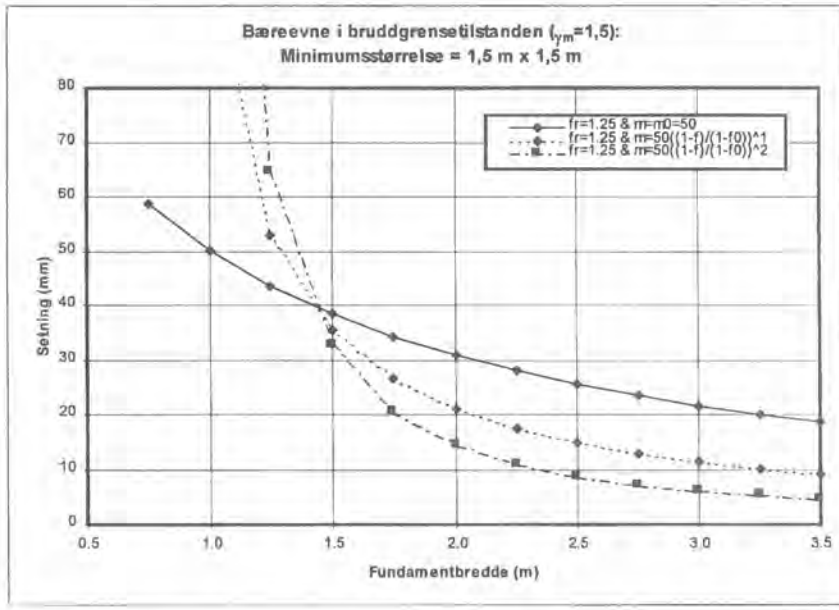


Fig. 12 Bygg på Nordvestlandet – kvadratisk søylefundament.
Beregnet setning som funksjon av bredde for mobiliseringsavhengig m og f_r=1.25.

Figur 11 (bankett/stripefundament) og figur 12 (kvadratisk søylefundament) viser beregnede setninger med og uten mobiliseringsavhengig modul for f_r =1,25. For banketten nås setningskravet på 20 mm for en fundamentbredde på henholdsvis 1,65 m for ν=1 og 1,0 m for ν=2 (ν=mobiliseringseksponent). For det kvadratiske søylefundamentet nås kravet ved en størrelse på 2,1 m x 2,1 m for ν=1 og 1,75 m x 1,75 m for ν=2.

Figur 13 (bankett/stripefundament) og 14 (kvadratisk søylefundament) viser til slutt beregnede setninger for både mobiliseringsavhengig spenningseksponent (f_r) og mobiliseringsavhengig modultall (m). For banketten nås nå setningskravet på 20 mm for en fundamentbredde på omlag 0,75 m; dvs. samme bredde som bæreevneberegningen opprinnelig gav. For det kvadratiske søylefundamentet nås kravet ved en størrelse på omlag 1,65 m x 1,65 m; dvs. noe større fundament enn 1,5 m x 1,5 m som bæreevneberegningen opprinnelig gav.

Det må understrekes at benyttet mobiliseringsavhengig modul og spenningskonsentrasjonsfaktor er valgt for å anskueliggjøre problemstillingen. For det aktuelle tilfellet er det således ikke grunnlag for å hevde at f. eks. ν=1 er mere korrekt enn ν=2 som spenningseksponent i modulformuleringen. Videre er f_r=3-2f også bare en mulig men rimelig formulering for spenningskonsentrasjonsfaktoren.

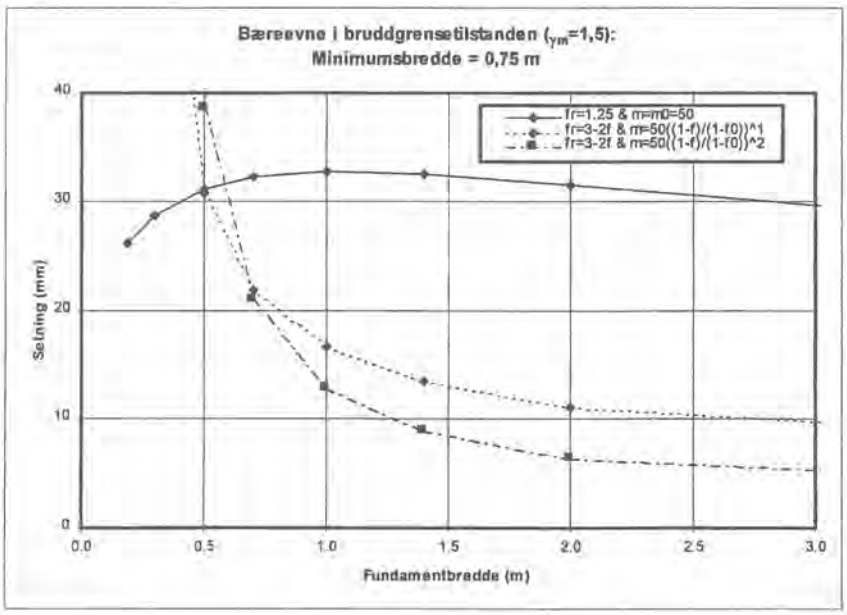


Fig. 13 Bygg på Nordvestlandet - bankett/stripefundament (L=20 m).
Beregnet setning som funksjon av bredde for mobiliseringsavhengig m og f_r.

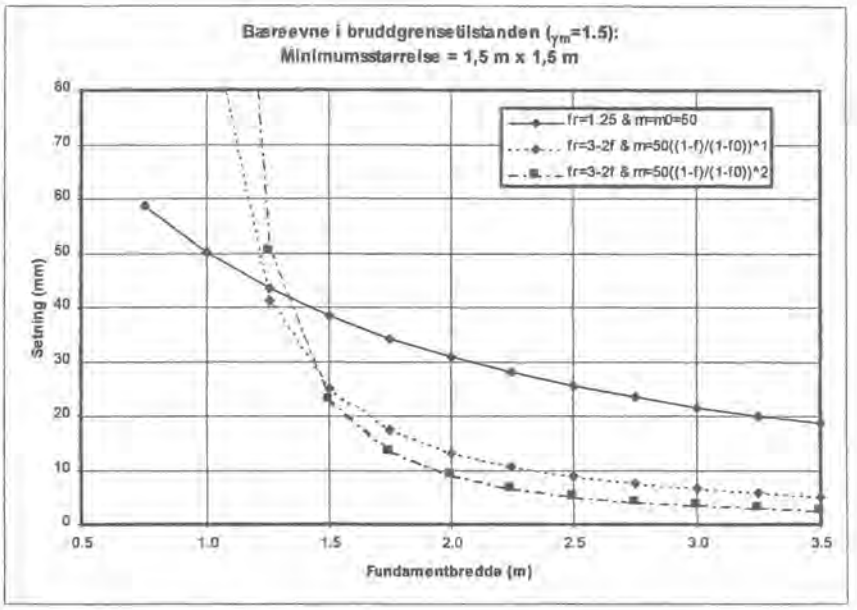


Fig. 14 Bygg på Nordvestlandet – kvadratisk søylefundament.
Beregnet setning som funksjon av bredde for mobiliseringsavhengig m og f_r.

Konklusjoner og anbefalinger

Presentasjonen foran viser at vi kunne ha blitt lurt når setningsberegningene ble utført som opprinnelig gjort for bygget på Nordvestlandet; dvs. med konstant f_r og $m=m_0$ uavhengig av mobiliseringsgraden (eller påkjenningsnivået). For stripefundamenter fikk vi da urimelige setningsverdier som funksjon av bredde for spenningsavhengig EP-modul (kvadratrot-modul). Supplerende beregninger har vist at samme fenomen også opptrer for spenningsavhengig PL-modul (lineær-modul), men ikke for spenningsuavhengig EE-modul.

For kvadratiske fundamenter gav de opprinnelige beregninger rett tendens via avtagende setning for økende fundamentstørrelse uansett om modulformuleringen var spenningsavhengig eller ikke. Setningens størrelse kunne det likevel stilles spørsmålstegn ved.

Så langt vi kjenner til, er den benyttede metode etter Janbu (1970) stort sett i tråd med det mange norske geoteknikere bruker. Problemstillingen er derfor relevant også for andre utøvere av profesjonen.

Tilbakeberegninger fra fullskala belastningsforsøk i felten har sannsynliggjort at både modultall og spenningskonsentrasjonsfaktor er mobiliseringsavhengige. I presentasjonen foran er dette anskueliggjort via en forsøksserie utført i Texas. Dette er ikke overraskende, men tvert imot som forventet. Skal man forbedre påliteligheten av setningsestimatene, må avhengigheten av mobiliseringsgraden inkluderes i de enkle konvensjonelle beregningsmetodene som vanligvis benyttes.

I vårt aktuelle tilfelle gav bæreevneberegningene en nødvendig minimumsbredde på henholdsvis 0,75 m for stripefundamentet og 1,5 m for det kvadratiske søylefundamentet. Påfølgende setningsberegninger for disse dimensjoner gav i første omgang en forventet setning på 30-35 mm for stripefundamentet og 35-40 mm for det kvadratiske søylefundamentet.

For det kvadratiske søylefundamentet ble setningen da funnet å avta jevnt med bredden til 20 mm for fundamentstørrelse på 3,25 m x 3,25 m. Beregningene for stripefundamentet gav imidlertid i utgangspunktet et nokså forbausende resultat. For det første ble setningene funnet å variere lite for fundamentbredder mellom 0,5 og 3,0 m. For en bredde på 0,75 m ut fra bæreevne kunne dessuten setningene beregningsmessig reduseres enten ved å redusere bredden eller ved å øke bredden til godt over 3,0 m.

Supplerende beregninger med mobiliseringsavhengig modultall og spenningskonsentrasjonsfaktor gav imidlertid mere fornuftige setningsstørrelser. Disse beregningene viste at det ikke nødvendigvis var påkrevet med store økninger av fundamentdimensjonene for å tilfredsstille setningskravet på 20 mm, noe som innebar et betydelig økonomisk besparelse.

Problematikken ovenfor er så langt ikke belyst grundig nok til å fremsette endelige anbefalinger med hensyn til mobiliseringsavhengig setningsmodul og spenningskonsentrasjonsfaktor for ulike jordarter inklusiv lagdelt grunn. Til det trengs flere tilbakeregninger fra instrumenterte fullskala belastningsforsøk der grunnforholdene er godt dokumentert. Men de allerede utførte evalueringer gir et godt grunnlag for videre arbeid.

Referanser

Janbu, N. (1970):
Grunnlag i geoteknikk.

Geovest AS (1994):
Regneark setning.xls for beregning av setninger.

Janbu, N., Grande, L. and K. Eggereide (1976):
Effective stress stability analysis for gravity structures. Proc. Behaviour of Offshore Structures Conference, Trondheim, Vol. 1, pp. 449-466.

Briaud, J.-L. and R. M. Gibbens (1994):
Test and Prediction for Five Spread Footings on Sand. Spread Footing Prediction Symposium. Texas A&M University. June 16, 17 and 18, 1994. ASCE Geotechnical Special Publication No. 41.

Det norske Veritas (1992):
DnV classification notes no. 30.4. Foundations.

American Petroleum Institute (1993):
Recommended practice for planning, design and constructing fixed offshore platforms - Load and resistance factor design. API Recommended Practice, 2A-LRFD (RP2A-LRFD). 1st Edition.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1999

Prøvebelastning av ekspansjonsankere i leire, Drammen. Kapasitetsøkning med tiden.

Foredragsholder: Siv. Ing. Tor Georg Jensen
Norges Geotekniske Institutt

1 SAMMENDRAG

Løsmassestag, og da særlig stagforankring i bløt leire, er forholdsvis lite brukt i Norge. Dette skyldes i første rekke at man i de fleste tilfeller har anledning til å finne feste for stag i fjell eller faste friksjonsmasser, uten at stagene blir altfor lange. Som en del av den pågående forskningsaktivitet gjennom SIP 4 programmet har NGI initiert et forskningsprosjekt som ser på kapasitet av ekspansjonsankere. Hensikten er å få en bedre kjennskap til denne typen av stagforankring og en bedre forståelse av hvilke faktorer som er bestemmende for kapasitet av slike ankere i bløt leire. I arbeidet har det vært sentralt å se på hvordan kapasitet av anker avhenger av tiden mellom installasjon , oppspenning og påføring av nyttelast.

Resultatene fra belastningsforsøk i Drammen, viser at kapasitet av ekspansjonsankere i bløt leire avhenger vesentlig av tidspunkt for belastning og muligheten for å forbelaste staget før påføring av nyttelast. En forbelastning av staget synes å resultere i en konsolidering og påfølgende fasthetsøkning i leirmasser rundt ankeret. Dette vises igjen som øket kapasitet.

2 INNLEDNING

I dette foredrag presenteres resultater av prøvebelastning på ekspansjonsankere i bløt leire. Foredraget er basert på NGI rapport 523051-1 datert 22. september 1998. Feltforsøkene ble utført i Drammen høsten 1997 og var knyttet til prosjektet Sentrumsring Drammen. Her skulle det utføres prøvespunting og belastningsforsøk på løsmassestag som grunnlag for videre prosjekterting. Med velvillig innsats fra Statens Vegvesen Buskerud, Entreprenørservice A/S og Soilex AB fikk NGI anledning til å planlegge og delta i utførelsen av et forsøksprogram med ekspansjonsankere av type EB-825.

3 FORSØKSOMRÅDET

3.1 Innledning

Installasjon og prøvebelastning av ekspansjonsankere ble utført i forbindelse med prøveramming av spunt, og prøvebelastning av løsmassestag på to steder (område A og B), like nord for planlagt rundkjøring ved Fylkeshuset i Drammen. Oversiktskart er vist i figur 1, og de to områdene er vist på situasjonsplan, figur 2. Ekspansjonsankere ble installert i område B.

3.2 Grunnforhold

For en detaljert beskrivelse av grunnforhold i området henvises til supplerende grunnundersøkelser presentert i NGI rapport 960073-3 (NGI jan. 1998) og teknisk notat (NGI mars 1998) utarbeidet i forbindelse med geoteknisk prosjektering av byggegroper på Hamborgstrøm.

Terrengnivået i området for prøveramming og prøvebelastning av løsmassestag ligger på ca kote +10 – +12, høyest ved Fylkeshuset og svakt fallende i østlig retning.

Under et 1 - 3 m tykt topplag med fyllmasser/tørrskorpeleire påtreffes middels sensitiv og bløt til middels fast marin leire over en morenerygg. Område B, øst for parkeringsplassen til Fylkeshuset ligger i østre del av moreneryggen. Mektigheten av leire over morene er her ca 11 - 12 m.

Tolkning av CPTU sonderinger i område B viser aktiv skjærstyrke, i leira under tørrskorpe / fyllmasse, i størrelse 30 - 40 kPa ned til ca 5 - 6 meter under terreng. Videre ned til mellom 8 og 9 meter under terreng er skjærstyrke tolket til 20 - 25 kPa. Deretter øker skjærstyrken noenlunde lineært med dybde til i størrelsesorden 50 - 60 kPa ved 11 meters dyp.

Det er ikke tatt opp prøver i område B. Nærmeste prøveserier hvor det er utført ødometer og treaksforsøk er tatt opp ca 85 og 100 meter sør-vest for område B (pr 2787 og 2812 jfr fig 2). Tolkning av sentrale parametre gjengis i det følgende. For diskusjon av parametrene vises til NGI(mars 1998).

a) Indeksparametre

På grunnlag av rutineundersøkelsene har leira følgende typiske indeksparametre som vist i tabell 1.

Tabell 1 *Indeksparametre for leire*

	Rundkjøring/Lajordgate Profil 2787-CL/2812-20V
Romvekt, γ (kN/m^3)	19,2 - 19,8
Vanninnhold, w (%)	28 - 34
Flytegrense, w_f (%)	30 - 33
Plastisitetsgrense, w_p (%)	19,5 - 21,5
Plastisitetsindeks I_p (%)	11 - 12,5
Sensitivitet (S_t)	2 - 45

b) Deformasjonsegenskaper

Tabell 2 *Deformasjonparametre for leire*

	Rundkj./Lajordgate Profil 2787-CL/2812-20V
Modultall, m	20 - 27
Modul ($\sigma_v' < p_c'$), M_{oc} (MPa)	6,8 - 15,5
Kons.koeff, ($\sigma_v' > p_c'$) $c_{v\,nc}$ (m^2/år)	6,3 - 12,0
Kons.koeff, ($\sigma_v' < p_c'$) $c_{v\,oc}$ (m^2/år)	22,0 - 39,0

Leira er tilnærmet normalkonsolidert (OCR = 1,3).

c) Styrkeegenskaper

Tabell 3 *Karakteristiske normaliserte styrkeparametre for leire*

	Rundkj./Lajordgate Profil 2787-CL/2812-20V
Aktiv styrke, τ_{fa}/σ_{ac}'	0,34
Direkte styrke, τ_{fd}/σ_{ac}'	0,18
Passiv styrke, τ_{fp}/σ_{ac}'	0,13
Midlere styrke, τ_{fm}/σ_{ac}'	0,22

Grunnvannstand (GV) i leira antas å stå 1 - 2 m under terrengnivå. Poretrykksfordelingen i leira er noe lavere enn hydrostatisk trykk fra GV og varierer med dybden ned til morenen. Poretrykkene i den underliggende morenen (sand/grus) antas styrt av en lokal grunnvannstand (GV) på ca kote 0 – +1 og som antas å stå i forbindelse med Drammenselva.

4 INSTALLASJON OG PRØVEBELASTNING AV LØSMASSESTAG

4.1 Innledning

Formålet med prøvebelastning av løsmassestag for prosjekt sentrumsring har vært å undersøke hvilken forventet kapasitet som kan oppnås for injiserte løsmassestag (INJ-stag) i morene og ekspansjonsstag (EB825-stag) i leire. Dette som grunnlag for optimalisering og utarbeidelse av et beste estimat for type og antall stag for bakforankring av spunten i området ved Rundkjøringen.

Erfaring viser at det er vanskelig å beregne kapasiteten av løsmassestag bare på grunnlag av geotekniske data om grunnen. En er derfor avhengig av prøvebelastninger for å oppå pålitelige resultater for kapasiteten av stagene. Videre har det vært av vesentlig betydning å få dokumentert med målinger kapasitetsøkning for ekspansjonsstag (EB-stag) i leire med tiden på grunn av konsolidering omkring ekspansjonskroppen. Dokumentasjon av denne tidseffekten er viktig for å kunne vurdere tidspunkt for oppspenning av EB-stagene og for å kunne utnytte denne effekten i dimensjoneringen.

Her behandles kun resultater som er egnet til å belyse tidseffekter på EB stag. For øvrige resultater vises til NGI-rapport 960073-3 (NGI jan. 1998).

Tabell 4 viser oversikt over hvilke typer stag som ble installert og prøvebelastet i område B.

Tabell 4 Oversikt over prøvestag

Område	Type	Lengde (m)	Forankr.-lengde (m)	Antall stag (stk)	Antall Ø 0,6" lisser (stk)
B	EB825	19,5	2,5	3	4
B	EB825	13,5	2,5	2	4

Installerte ekspansjonsstag (ekspansjonskropper) er av typen Soilex EB825. Etter injeksjon har ekspansjonskroppene en diameter D = 0,8 m og lengde L = 2,5 m, derav betegnelsen EB825.
Figur 3 og 4 viser en ekspansjonskropp (EB825) under injeksjon.

4.2 Utstyr

Installasjon og prøvebelastning av løsmassestag ble utført med mannskaper, maskiner og utstyr fra Entreprenørservice A/S. Representanter fra Soilex AB deltok ved installasjon av to av ekspansjonsankerne.

Følgende typer utstyr ble brukt:

- Tamroc borerigg rigget for boring av rør Ø88,9 mm, boresystem Odex 76
- Elektrisk blandesentral med colloidkvern, mellomblander og dobbeltvirkende pumpe
- Stort diesel strømaggregat for drift av blandesentral, grovere sveising av puter og drift av rørjekk
- Lite bensin strømaggregat til småsveising, lensepumper og hydraulisk aggregat for prøvestramming av stag
- Stort og lite sveiseaggregat
- 2 stk brenneutstyr
- Div. verktøy, slanger, kabler og prøveutstyr
- Hvile-, spise- og lagerbrakke

4.3 Installering av stag

Etterfølgende beskrivelse er basert på arbeidsbeskrivelse (Holtman 1997) fra Entreprenørservice A/S, datert 20 oktober 1997.

Det ble til sammen installert 5 ekspansjonsstag (EB825) med helningsvinkel 20° i forhold til horisontalen, vekselvis med lengde 13,5 m og 19,5 m for å unngå innvirkning fra nabostag. Plassering av stagene framgår av figur 5.

Stag nr 1-3 er av "gammel type" og ble levert fra Entreprenørservice A/S (ES) sitt lager og injisert etter ES sin metode. Det vil si at i spesielt bløt grunn skal man, etter at ekspansjonskroppen er teoretisk full og en ikke har registrert noen markert trykkøkning, pumpe inn en overmengde mørtel som presses ut gjennom skjøten mellom rør og ekspansjonskropp.

Stag nr 4-5 er av "ny forsterket type" og ble levert direkte fra Soilex og installert under deres overvåkning. Ekspansjonskroppene ble fylt opp til teoretisk fullt volum.

Samtlige stag ble installert med foringsrør, type Soilex-rør (Ø 88,9 x 5 mm).

4.3.1 Forboring og ramming av EB825-stag

I bløt grunn installeres vanligvis EB-stag (ekspansjonskropp med påmontert foringsrør) ved ramming.

På grunn av faste toppmasser, bestående av fyllmasser med stein og tørrskorpeleire, ble det her besluttet å forbore de første 5 meterne med en Ø 115 mm borekrone for å åpne vei for ramming av EB-stag. Dette fungerte

meget bra. Etter forboring kunne EB-stagene (nr. 1-5) trykkes/rammes til spesifisert dybde. Det ble brukt 1,5 m overlengde på røret.

Ved boring for stag nr. 4 støtte man på en hindring (stein e.l.) etter 3 m boring. Staget ble derfor flyttet til neste spuntbuk, hvor lignende hindring ble påtruffet i omtrent samme dybde. Etter forboring klarte en likevel å installere staget til spesifisert dybde.

Ved stag nr. 5, opprinnelig planlagt til venstre for stag nr. 4, oppsto samme problem med hindring i grunnen etter ca. 3 m boring. For ikke å skade EB-staget ble det besluttet å flytte stag nr. 5 inntil stag nr. 1, se figur 5. Stag nr. 5 ble installert litt skrått og med 30° helningsvinkel for å unngå influens fra stag nr. 1.

I hvert rør ble det installert 4 stk. Ø 0,6" wirer (lisser) med plastbelegg, unntatt på de nederste meterne som vil være omsluttet av ekspansjonskroppen (forankringssonen).

4.3.2 Injeksjon av stag

Det ble brukt en injeksjonsmørtel bestående av grunnblanding av vann/sement, v/c-forhold = 0,4, sement type P30 (standardsement uten tilsetning av flygeaske). Videre ble det brukt tilsetningsstoffer bestående av:

- 1% Silica
- Rescon I (1 doseringspose pr. 2 sekker sement)
- Rescon HPS (maks 0,7 liter pr. 2 sekker sement)
- 10% sand 0-4 mm

Stagene ble injisert ett av gangen. Først ble ekspansjonskroppen (belgen) og røret fylt opp med mørtel gjennom slange fra bunn av hull. Deretter ble pakker montert i topp av rør og pumpingen startet under overvåkning av trykket. Totalt ble det pumpet inn ca. 990 l pr. stag for stag nr. 1-2-3. Teoretisk volum av ekspansjonskropp er ca. 850 l. I tillegg kommer volum av røret, ca. 80-90 l. Det ble pumpet en liten overmengde ut i skjøten mellom rør og ekspansjonskropp.

Injeksjonstrykket varierte fra 4-6 bar. Etter oppumpingen måtte pakkerne stå i ca. 1 time før trykket var gått ned, rørene kunne kappes og wirene (lissene) frigjøres. For to av stagene (stag nr. 1-2) kom det litt (ca. 5 l) injeksjonsmasse opp langs røret etter avsluttet injeksjon.

Ved injeksjon av stag nr. 4-5 ble det anvendt PLOGG, utviklet og operert av Soilex. Dette er en måleutrustning for kvalitetskontroll av ekspansjonskropper. Under oppfyllingen måles fortløpende inngang av mørtel, volum og trykk.

I forbindelse med injeksjon av ekspansjonskroppene ble det registrert terrenghevinger varierende fra 8-36 mm, målt på treplugger på terrengoverflaten. Målinger 5 dager senere viser 6-28 mm terrenghevinger, dvs. omlag 25% reduksjon.

4.4 Oppspenning og prøvebelastning av stag

Tidspunkt for oppspenning og prøvebelastning etter injeksjon varierer.

Samtlige wire (lisser) for hvert stag ble spent opp samtidig. Uttrekk av slakk i wire (lisser) ble utført i lastområdet 0-20 kN. Oppspenning/prøvebelastningen ble utført trinnvis med måling av absolutte og relative deformasjoner for hvert lasttrinn. Lasten på hvert trinn ble stående samtidig med måling av deformasjoner i tidsintervaller på 5 minutter, maksimalt 4 intervaller.

Figur 6 viser bilder fra oppspenning/prøvebelastning av stag.

Oppspenning av stag nr. 1, 3 og 5 ble utført en uke etter injeksjon, mens stag nr. 2 og 4 ble oppspent to uker etter injeksjon. Samtlige stag ble prøvebelastet på nytt etter hhv. 4 og 8 uker, se tabell 5. Dette for å kunne studere effekten av kapasitetsøkning med tiden

Tabell 5 *Tidspunkt for oppspenning (O) og prøvebelastning (P) av ekspansjonsstag (EB825)*

Uke/ Stag nr	1	2	3	4	5	6	7	8
1		O		P				P
2	O			P				P
3	O			P				P
4		O		P				P
5	O			P				P

Oppspenning/prøvebelastning ble utført trinnvis med lasttrinn på 25-50 kN.

Både ved første gangs oppspenning og prøvebelastning etter 4 uker ble det satt krav til maksimalt 30 mm deformasjon av ekspansjonskroppen på hvert lasttrinn.

Ved prøvebelastning etter 8 uker ble stagene belastet til brudd (flytning) uten spesielle krav til maksimal deformasjon.

Tabell 6 oppsummerer en del data fra oppspenning og prøvebelastning av stagene og som kommenteres i det etterfølgende.

Tabell 6 *Data fra oppspenning og prøvebelastning av stag*

Uke	Oppspenning						Prøvebelastning					
	1			2			4			8		
Stag	maks kraft (kN)	låse kraft (kN)	kontroll låsekraft (kN)	maks kraft (kN)	låse kraft (kN)	kontroll låsekraft (kN)	kontroll låsekraft (kN)	maks kraft (kN)	låse kraft (kN)	kontroll låsekraft (kN)	maks kraft (kN)	Låse kraft (kN)
1	-	-	-	275	150	145	61	350	275	103	425	-
2	225	100	86	-	-	-	34	400	300	222	500	-
3	175	100	81	-	-	-	27	275	200	180	375	-
4	-	-	-	175	100	81	43	275	200	145	375	-
5	150	100	94	-	-		0	275	200	145	375	-

4.4.1 Oppspenning

Stag nr. 2-3-5 (1 uke)

Første gangs oppspenning ble utført en uke (26.09.97) etter injisering.

Stagene ble spent opp trinnvis til maksimale krefter på 150-225 kN og deretter avlastet til utgangspunktet (20 kN). Under første del av pålastning og hele avlastningen samsvarer kraft-/deformasjonskurven godt med teoretisk elastisk tøyning av wirene (lissene). Ved maksimal stagkraft ble det registrert tendens til store og tildels akselererende deformasjoner med tiden etter pålastning.

Stagkraften ble låst på 100 kN for alle tre stagene. Kontroll av låsekraft tre dager senere (3.10.97) viser at stagkraften nå har falt til 81-94 kN, dvs. 6-20% reduksjon, tabell 6.

Stag 1-4 (2 uker)

Første gangs oppspenning ble utført to uker (2.10.97) etter injisering.

Stagene ble spent opp trinnvis til 175 og 275 kN og deretter avlastet til utgangspunktet (20 kN). Maksimale stagkrefter er noe høyere enn for stagene som ble spent opp etter en uke. Kraft-/deformasjonskurvene er relativt like.

Stagkraften ble låst på 150 kN (stag 1) og 100 kN (stag 4). Kontroll av låsekraften dagen etter (3.10.97) viser at den nå har falt til hhv. 145 kN (stag 1) og 81 kN(stag 4), tabell 6.

4.4.2 Prøvebelastning

4 uker

Samtlige stag ble prøvebelastet etter 4 uker (16.10.97) fra injisering.

Kontroll av låsekraften viser at denne nå hadde falt ned mot 30-50% av utgangspunktet, tabell 6. For stag 5 var låsekraften null (0) som åpenbart skyldes oppspenning av stag nr. 1 i mellomtiden. Disse to stagene står tett, se figur 5.

Stagene ble avlastet til 20 kN (nullpunktet) og deretter spent opp trinnvis til maksimale krefter på 275-400 kN, og deretter avlastet til utgangspunktet (20 kN).

Maksimale stagkrefter viser en markert økning (30-50%) sammenlignet med første gangs oppspenning.

Stagkraften ble låst på 200-300 kN, tilsvarende 75-80% av maksimal stagkraft.

8 uker

Samtlige stag ble prøvebelastet på nytt etter 8 uker (11.11.97) fra injisering.

Kontroll av låsekraften viser at denne nå hadde falt ned til 40-90% av utgangspunktet. Reduksjonen er størst for stag nr. 1 og minst for stag nr. 3, tabell 6.

Med utgangspunkt i låsekraften, ble samtlige stag spent opp til brudd (flytning) og deretter avlastet til utgangspunktet (låsekraften).

For å få en brukbar nullavlesning etter avlastning, ble perioden med maks last avsluttet før en fikk meget store deformasjoner.

Maksimale stagkrefter varierer fra 375-500 kN, og er en økning på 20-35% sammenlignet med prøveoppspenning etter 4 uker.

4.4.3 Bruddlast og prøvelast

For hvert enkelt forsøk er følgende laster estimert:

Q_b = antatt bruddlast, det antas at ekspansjonskroppen trekkes ut under konstant eller økende hastighet

Q_k = antatt last hvor kravet til prøvelast kan oppnås, kryphastigheten vil minske til 2 mm i løpet av en periode på 10 min

Kravet til prøvelast er valgt spesifikt for det aktuelle prosjekt etter en helhetsvurdering og kan ikke nødvendigvis overføres til andre prosjekter.

Fortolkningen i henhold til disse definisjonene er oppsummert i tabell 7.

Tabell 7 *Kapasitet av ekspansjonsstag (EB825 -stag) med tiden etter injeksjon*

Stag nr	1 uke		2 uker		4 uker		8 uker	
	Q_b (kN)	Q_k (kN)	Q_b (kN)	Q_k (kN)	Q_b (kN)	Q_k (kN)	Q_b (kN)	Q_k (kN)
1			270	255	340	330	410	400
2	215	200			390	380	500	480
3	165	150			280	270	380	360
4			170	155	275	260	360	340
5	140	120			270	260	370	360

Q_b last hvor en antar konstant eller økende kryp
Q_k last hvor en antar at 2 mm i løpet av en periode på 10 min kan oppnås

Figur 7 viser Q_b for hvert stag som funksjon av antall uker etter installasjon, dvs oppfylling av ekspansjonskroppen.

5 VURDERINGER / DISKUSJON

Som det framgår av tabell 7 og figur 7 har man en klar kapasitetsøkning i tiden etter oppspenning. Man ser at det er registrert vesentlig forskjell i kapasitet for stagene, men at den totale kapasitetsøkning er mer uniform. Forskjellene i kapasitet mellom stagene kan tilsynelatende ikke forklares ved forskjeller i målt skjærfasthet. Det har heller ikke vært mulig å finne andre helt entydige forklaringer på de registrerte forskjeller i kapasitet, men noen ulike elementer kan alene eller samlet gi en pekepinn om årsakssammenhengene. I det følgende vil vi se på forventet initiell kapasitet med bakgrunn i etablerte beregningsverktøy. Deretter presenteres forhold som kan virke inn på initiell kapasitet av stagene og til sist diskuteres den observerte kapasitetsøkning over tid.

5.1 Beregningsmessig kapasitet

I rapport utarbeidet av Soilex (Soilex 1998) er kapasitet for ekspansjonsankere beregnet ved hjelp av etablerte beregningsmetoder. Beregningsmetodene er beskrevet av Eriksson (1996). Kapasitet for stagene er funnet i størrelsesorden 180 - 200 kN. Beregningsmetodene tar ikke hensyn til kapasitetsøkning med tiden. I forhold til antatte initialkapasitet for EB 825 stag i upåvirket leire (140 - 170 kN for stagene 3, 4 og 5, jfr senere diskusjon i kap 4.2) overvurderes kapasitet for stag etter 1 -2 uker med ca 10 - 30 %. Målt kapasitet for stagene etter 8 uker er omtrent det dobbelte av beregnede verdier. Som et verktøy for retningsgivende kapasitet synes beregnings-metodene å være tilfredsstillende.

5.2 Forhold med betydning for initiell kapasitet

I forsøket inngikk to typer stag. Stagene 1, 2 og 3 var av en såkalt gammel type mens stag 4 og 5 var av en nyere type. Forskjellen består i at mens stag av den gamle typen etter gjeldende praksis injiseres med en overmengde mørtel i bløte masser vil stag av ny type bli fylt opp til teoretisk fullt volum, jfr kap 3.3. Overmengde av mørtel presses ut i forankringssonen i forkant av forankrings-legemet. Det er grunn til å forvente at den totale effekten av dette vil være en fasthetsøkning og tilhørende øket kapasitet for denne typen stag i forhold til stag av ny type. Som det framgår av figur 7 er det imidlertid bare stag 1 og 2 som viser en utpreget "forventet " oppførsel i så måte. For stag 3 er forskjellen mindre men også her er kapasiteten noe høyere enn for stag av ny type trukket ved samme tid etter installasjon. Fordi det er en vesentlig spredning i resultater for stag 1, 2 og 3 bør man se etter andre mulige årsaker til ulik kapasitet.

Stagene 4 og 5 er forsynt med forsterkningsringer på selve ekspansjonslegemet. Forsterkningsringene har noe større diameter enn borhullet som stagene installeres i. Dette kan resultere i redusert heft på selve staget i tillegg til en større andel omrørt leire i sonen som skal gi mothold for forankringslegemet. Forskjell i kapasitet mellom stag 3 og 5 kan være påvirket av dette i tillegg til effekt nevnt over. Eventuelle forskjeller i kapasitet som kan knyttes til "gamle og nye" stag synes utjevnet i løpet av de første 2 uker etter injeksjon.

Som angitt i kap. 2.2 varierer skjærstyrken i leira med dybden under terreng. Dette kan gi noe forskjell i kapasitet etter hvor ankerne er installert. Variasjon i kapasitet mellom stag i samme dybde (stagene 1, 3 og stagene 2 , 4) er imidlertid vesentlig mye større enn forskjell i kapasitet for stag i ulik dybde med antatt forskjellig skjærstyrke (stagene 3, 4 og 5).

Den antatt mest sannsynlige grunn til forskjeller i kapasitet er funnet i forhold omkring konsolidering av leiren som omslutter ekspansjonslegemene. Som det framgår av fig.8 er stagene installert forholdsvis nær hverandre. I figuren er en

antatt influenssone i avstand 3D antydet. Stag som ble prøvebelastet først er markert med skravur.

Injeksjon og medfølgende ekspansjon av ankere medfører økte totalspenninger i omliggende leire og dermed en konsolidering. Som man ser av fig.8 må det forventes at leiren som omslutter stag 2 har vært utsatt for en større grad av konsolidering enn tilfellet er for noen av de andre stagene. Ved oppspenning etter 1 uke viser det seg også at stag 2 har ca 30 % høyere kapasitet enn stag 3 som er av samme type. For stag 1 er det også grunn til å tro at første oppspenning av stag 3 (og muligens stag 2 og 5) kan ha gitt en ekstra konsolidering av omkringliggende leire i tillegg til konsolideringseffekt ved ekspansjon. I forhold til stag 3 har stag 1 hele 63 % høyere kapasitet ved første oppspenning.

Initiell kapasitet av ekspansjonsankere vil påvirkes av alle de faktorer som er listet opp i det overstående. Noen av de nevnte faktorer vil motvirke hverandre mens andre kan forsterke hverandre. En viss unøyaktighet i målinger og tolkning av målinger må også medregnes. Det er ikke grunnlag for å trekke bastante konklusjoner om årsakssammenhenger med det grunnlagsmaterialet vi har her. Mye tyder imidlertid på at de høye initialkapasitetene vi ser for stag 1 og 2 ikke representerer sannsynlig initialkapasitet for enkeltstag med stor avstand til nabostag. Det er grunn til å anta at målte kapasiteter for stagene 3, 4 og 5 gir det beste estimat for initialkapasitet av stag her.

5.3 Kapasitetsøkning med tid

Samtlige stag får en økning av kapasitet i løpet av ukene etter første oppspenning. Mye tyder på at effekten av å utsette oppspenning en uke er mindre enn effekten av å spenne opp stagene og på den måten sette igang en konsolidering og fasthetsøkning i sonen foran og kanskje rundt forankrings-legemet.

Ulike betraktningsmåter er benyttet for å se på mulige korrelasjoner mellom forspenningskraft, tid etter installasjon og kapasitet av stag. Kapasitetsutvikling med tid er allerede vist i fig.7. Det er på det rene at kapasiteten øker med tiden. Fordi forspenning og konsolidering av stag antas å spille en vesentlig rolle er bruddlast plottet mot max. forspenningskraft i fig.9. Det framgår at økt forspenningskraft fører til en økende bruddlast. Det bemerkes at en betingelse for å påføre en økt forspenningskraft er at kapasitet for staget øker ved forspenning.

I fig.10 er bruddlast plottet mot en konsolidering som framkommer som produktet av midlere forspenningskraft og tid kraften virker. Midlere forspenningskraft er definert som middelverdi av låsekraft ved oppspenning og resterende låsekraft kontrollert like før ny prøvebelastning jfr. tab 6. Denne

måten å definere midlere forspenningskraft er bare riktig dersom låsekraften avtar jevnt.

Som man ser av figuren er kapasitetstilveksten over siste konsolideringstrinn godt sammenlignbar for de 5 stagene. For første del av kurvene er det en viss forskjell i kapasitetstilvekst som antas å skyldes at stag 1 og 2 har vært utsatt for mer konsolidering enn resterende stag. Denne antatte konsolidering skyldes forhold ved utførelse av installasjon og prøveoppspenning og har ikke vært mulig å tallfeste. Plassering av stag 2 tilsier at dette staget skulle ha fått den største ekstrakonsolidering på grunn av innvirkning fra nabostag. Kapasiteter målt etter 4 uker viser også at stag 2 har størst kapasitet.

Resultatene viser en kapasitetsøkning som avhenger av forspenningskraft og konsolideringstid. Forløpet av kapasitetsøkningen er vanskelig å forutsi med såpass spredte målinger som det vi opererer med her. Målingene antyder likevel at økningen vil være størst den første tiden etter installering. Rent praktisk vil man måtte nærme seg et styrketak, men våre målinger gir ikke informasjon om hvorvidt et slikt tak er nådd etter 8 uker.

5.4 Forslag til oppspenningsprosedyre

På bakgrunn av resultater fra de utførte forsøk er det satt opp en skisse til fremtidig installasjonsprosedyre for EB stag i leire.

- Stag spennes opp 1 uke etter installasjon og belastes til det oppnås konstant eller økende deformasjon (bruddlast). Maksimal tillatt deformasjon må vurderes i det enkelte tilfelle.

- Stag låses på 75 % av "bruddlast" jfr over. Lasten benevnes initiell låsekraft.

- Låsekraft økes hver tredje dag til

  $$F_{låse} = \text{initiell låsekraft} + 0{,}2 \times \text{initiell låsekraft} \times n$$

  hvor n er antall økninger. Det kontrolleres at ikke deformasjoner blir for store.

- Stag prøvebelastes to uker etter oppspenning. Prosedyre som første punkt.

- Oppnådd kapasitet vurderes mot forventet kapasitetsøkning og sluttkapasitet. Om nødvendig / mulig kan ytterligere konsolidering påføres.

En prosedyre som beskrevet vil kreve en høy grad av sikkerhet for at man virkelig har utvikling av styrke over tid. Tallstørrelser for lastøkning og tidsforløp må verifiseres med ytterligere forsøk hvor kapasitetsøkning relateres

til konsolidering (jfr kap. 4.3) og jordartsparametre. Det skal bemerkes at de presenterte forsøkene er utført i en lite plastisk, siltig leire. Lengre konsolideringstid må påregnes i mere plastiske, fete leirer.

6 KONKLUSJON

Det er påvist at ekspansjonsankere kan få en betydelig kapasitetsøkning i tiden etter installasjon og første oppspenning. Denne økningen i kapasitet synes i første rekke å avhenge av at stagene gis en forspenning, forspenningens størrelse og tiden den får virke. Ved prøvebelastninger i Drammen har man sett kapasitetsøkning på 50 - 160 % i forhold til initialkapasitet.

Forsøkene i Drammen har gitt verdifull informasjon om effekt av forspenning av ekspansjonsankere. Man har dessuten gjort en del viktige erfaringer om hvordan prøving av slike stag bør utføres. Fortsatt er det imidlertid forhold som vil være interessante å få belyst videre. Tanker omkring dette refereres i det følgende.

For de fleste praktiske tilfeller vil den samlede tid fra installasjon av anker til full nyttelast kan påføres være en viktig rammebetingelse. Det anses lite realistisk å skulle vente i altfor mange uker på at stag skal oppnå nødvendig kapasitet. Det vil derfor være av stor interesse å kunne utføre ytterligere forsøk hvor man tilstreber en størst mulig konsolidering og fasthetsøkning i den første måneden etter installering. Dette kan f.eks. gjøres ved en trinnvis oppspenning i takt med kapasitetsøkning og kryp, som antydet i avsnitt 4.4. Det vil dessuten være av interesse å prøve å bestemme absolutt maksimalkapasitet hvor en ytterligere konsolidering ikke medfører økt kapasitet.

Ved eventuelle nye forsøk bør man om mulig installere stag i så stor innbyrdes avstand at man unngår en påvirkning slik man har sett det i disse forsøkene. Det vil dessuten være en fordel å benytte kun én type stag for å minimalisere mulige variable.

For å få mulighet til å vurdere forsøkene opp mot andre typer leirer bør det utføres forholdsvis grundige undersøkelser av materialparametre for leira hvor ankerene insalleres. Parametre for vurdering av styrke og konsolidering anses vesentlig, men et best mulig undersøkelsesprogram er ønskelig.

På sikt vil det være ønskelig å utføre forsøk i leirer med ulike egenskaper. I første rekke er det interessant å gjøre forsøk i leirer med antatt store forskjeller i konsolideringshastighet. Dette vil forhåpentligvis gi et grunnlag for å vurdere tidsaspektet i ulike leirer.

Det kan også være av interesse å etablere enkle teoretiske modeller, som inkluderer konsolidering, for et ekspansjonsanker. Slike modeller kan gi grunnlag for en parameterstudie. Det vil være fordelaktig å la et slikt arbeide ta utgangspunkt i etterregning av forsøk. Eventuelt kan man også etterregne med en elementmodell (f.eks. BIFURC (1996)).

7 REFERANSER

BIFURC (1996)
Undrained Capacity Analyses by BIFURC.
Anisotropic elasto-plastic model for clay.
NGI-rapport 514052-1 datert 22. desember 1997

Eriksson Stefan (1996)
Expanderkroppars bärfövid dragbelastning i lera - inverkan av tid og gränsskikt.
Examensarbete 96/5 Kungl Tekniska Högskolan
Stockholm 1996.

Holtman (1997)
20747 Drammen, prøvestag.
Håndskrevet notat vedr. installering av stag.
Fra Entreprenørservice A/S til NGI.
Datert 13 oktober 1997.

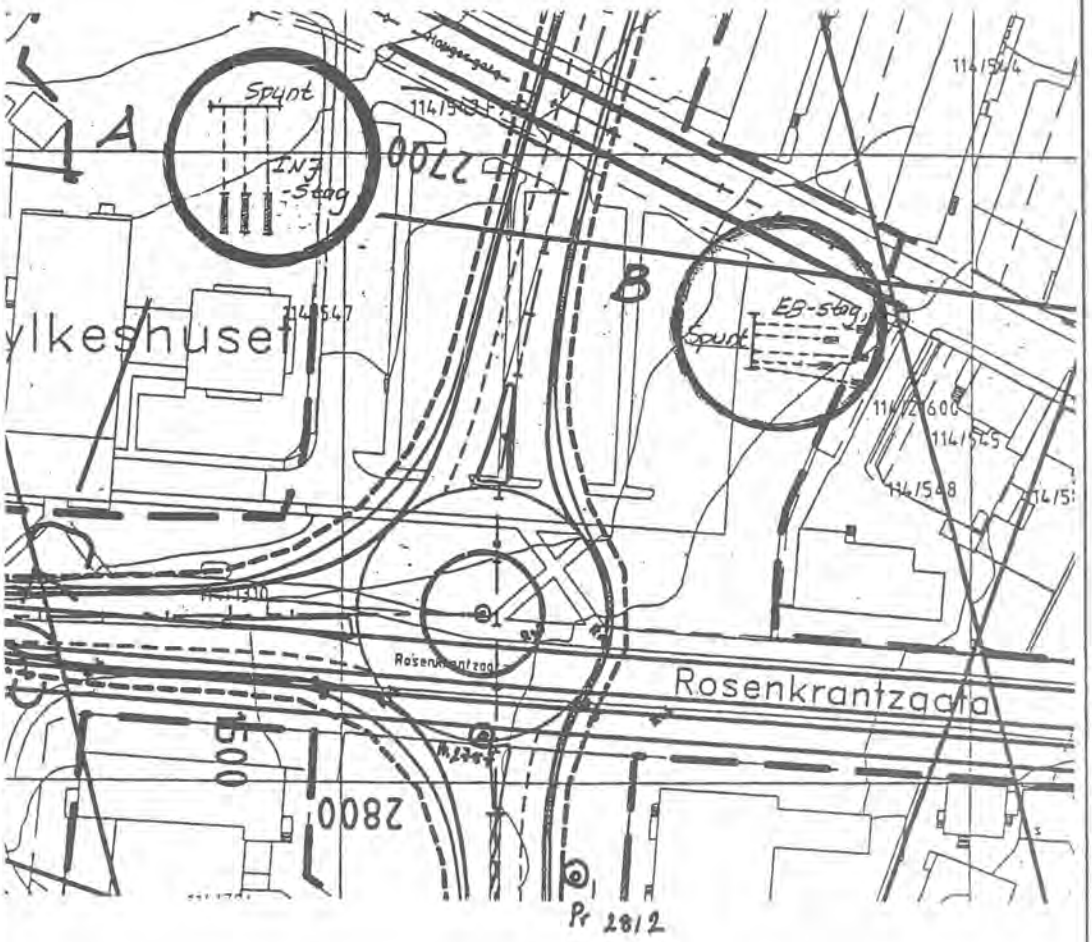
Norges Geotekniske Institutt (mars 1998)
960073 Sentrumsring Drammen. Parsell Bragernes
Teknisk notat til SCC Bruer A/S dartert 30. mars 1998

Norges Geotekniske Institutt (jan. 1998)
Sentrumsring Drammen. Parsell Bragernes.
Delparsell Hamborgstrøm. Prøveramming av spunt og prøvebelastning av løsmassestag.
NGI-rapport 960073-3 datert 20 januar 1998

Soilex (1998)
Betydelse av tidseffekten för bärförmågan av soilexstag i lera.
Rapport etter feltforsøk i Drammen 1997.
Stockholm 1998

Kartblad (M711): 1814 III Drammen, UTM-referanse: NM 669 243

KAPASITET AV STAG I LØSMASSER.	Rapport nr.	Figur nr. 01
Oversiktskart. M = 1:50 000	Tegner	Dato 97-10-01
	Kontrollert	
	Godkjent	NGI



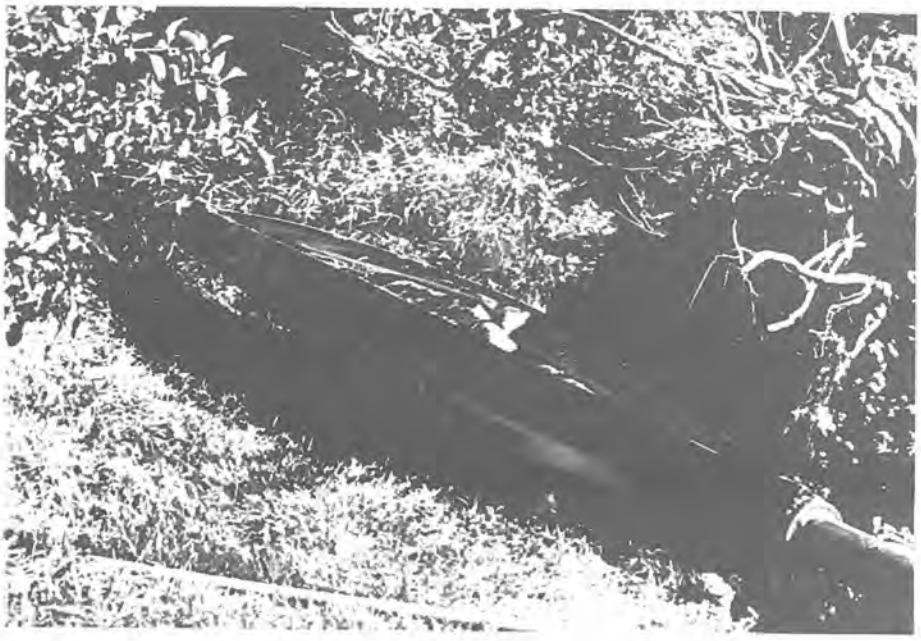
Tegn.grunnlag: Tegn. nr B401-1, datert 11.07.97, SCC Bruer A/S

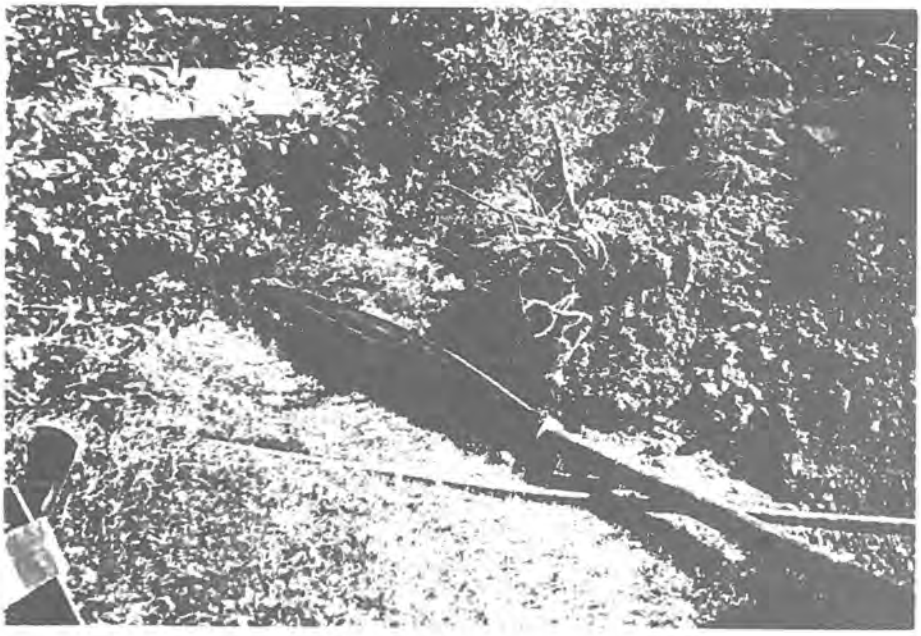
KAPASITET AV STAG I LØSMASSER.

Situasjonsplan. M = 1 000

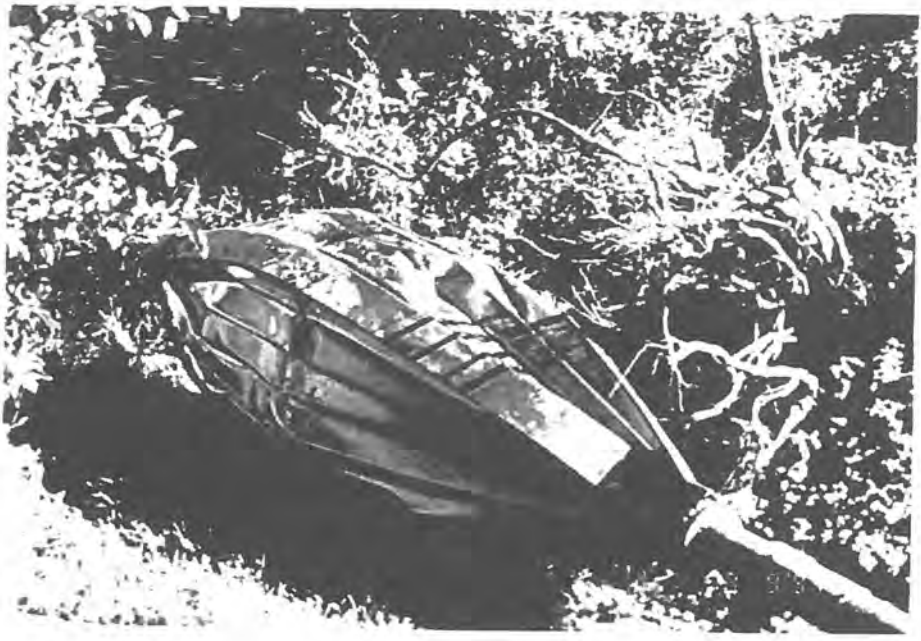
Rapport nr.	Figur nr.
:	02
Tegner	Dato
	97-10-01
Kontrollert	
Godkjent	

NGI

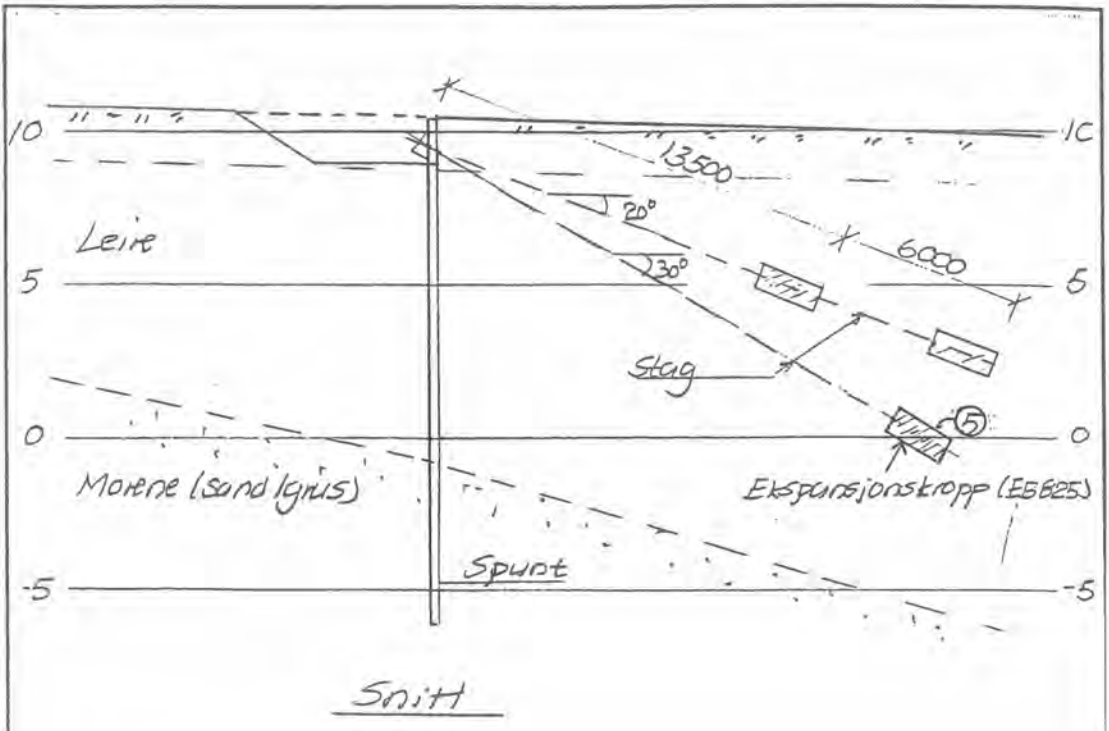




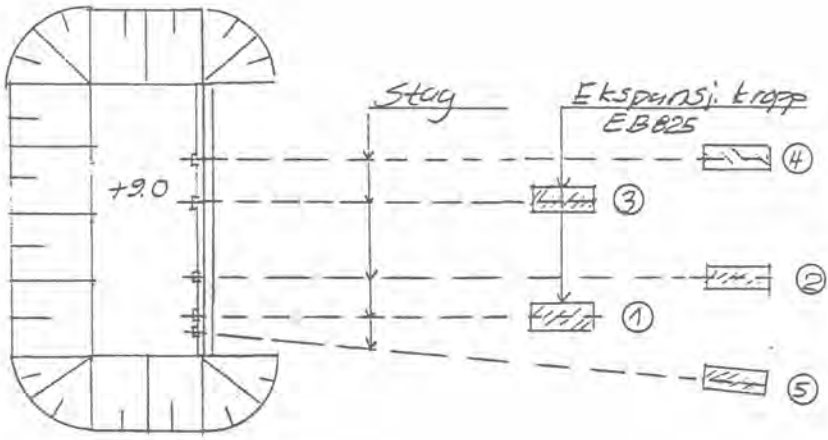
SENTRUMSRING DRAMMEN. PARSELL BRAGERNES	Rapport nr.	Figur nr. 3
Ekspansjonsanker. EB825	Tegner	Dato 98-01-15
	Kontrollert	NGI
	Godkjent	



SENTRUMSRING DRAMMEN. PARSELL BRAGERNES	Rapport nr.	Figur nr. 4
Ekspansionsanker, EB825. forts...	Tegner	Dato 98-01-15
	Kontrollert	NGI
	Godkjent	

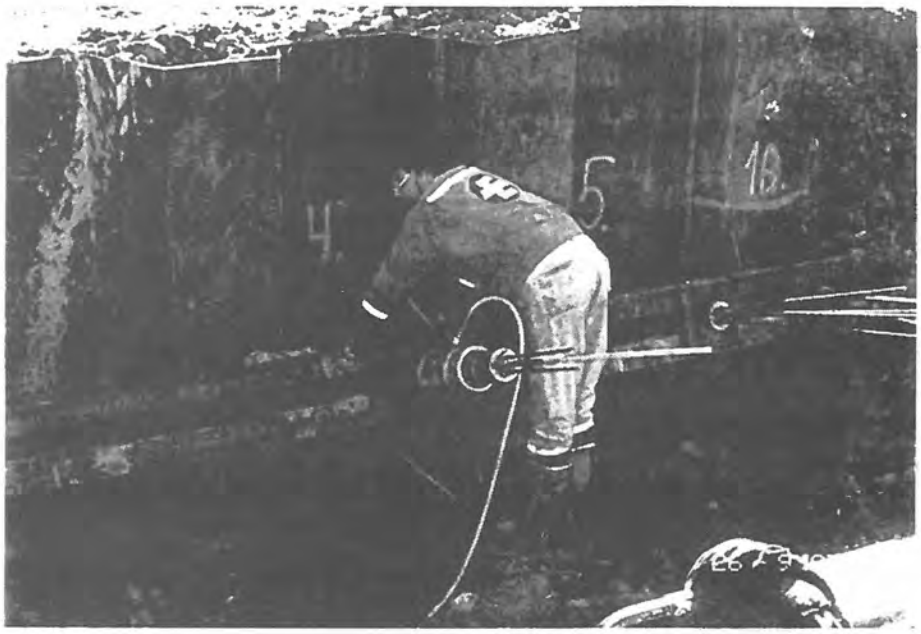


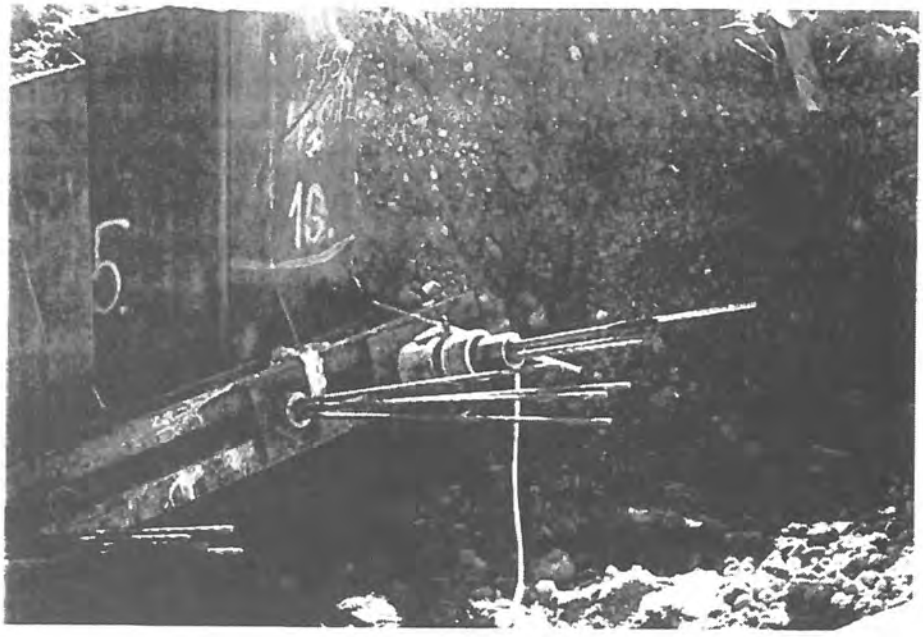
Snitt



Plan

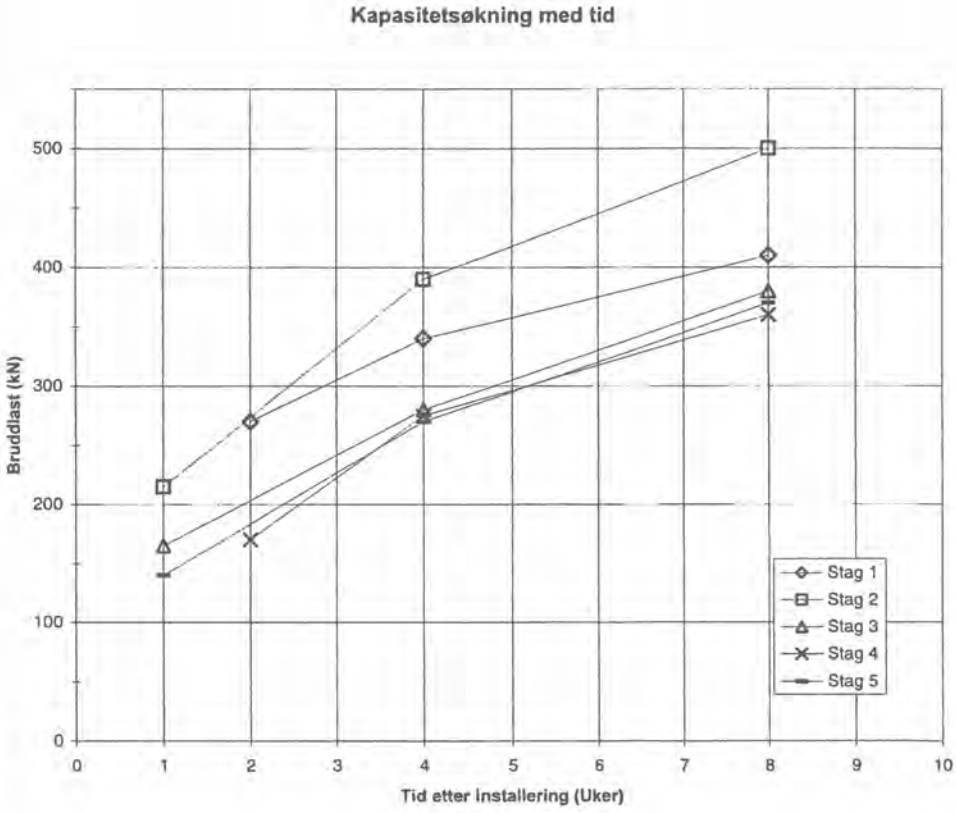
KAPASITET AV STAG I LØSMASSER.	Rapport nr.	Figur nr. 5
Ekspansjonsstag (EB825), område B. Plan og snitt. M = 1:100	Tegner	Dato 98-01-15
	Kontrollert	
	Godkjent	NGI





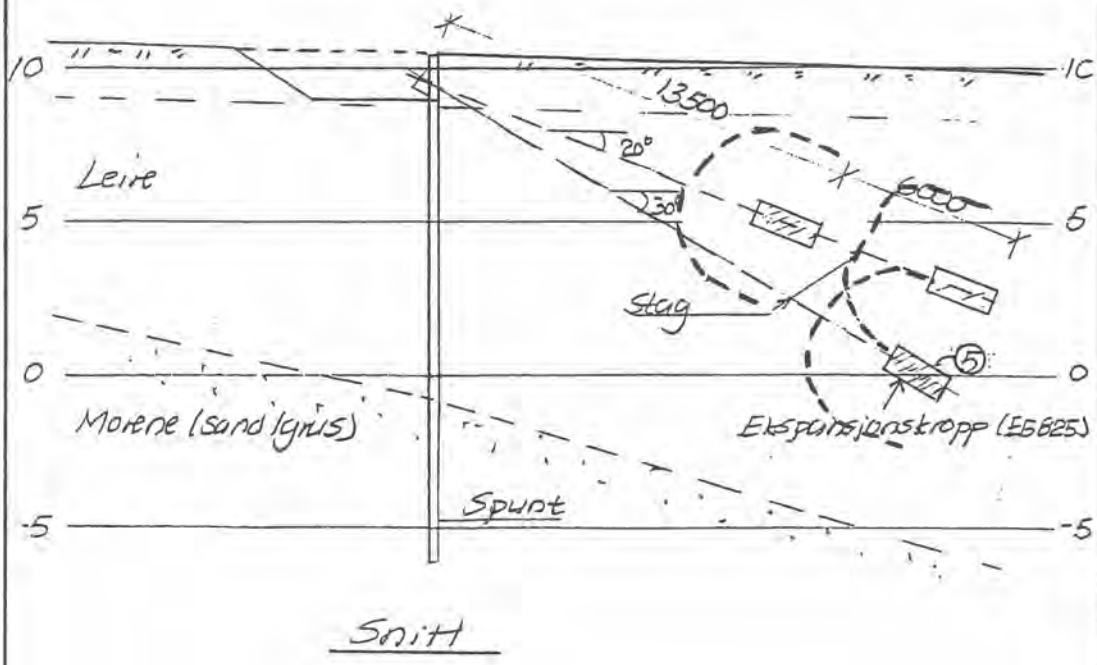
SENTRUMSRING DRAMMEN. PARSELL BRAGERNES	Rapport nr.	Figur nr.
		6
	Tegner	Dato
Prøvebelastning av stag.		98-09-21
	Kontrollert	
	Godkjent	

NGI

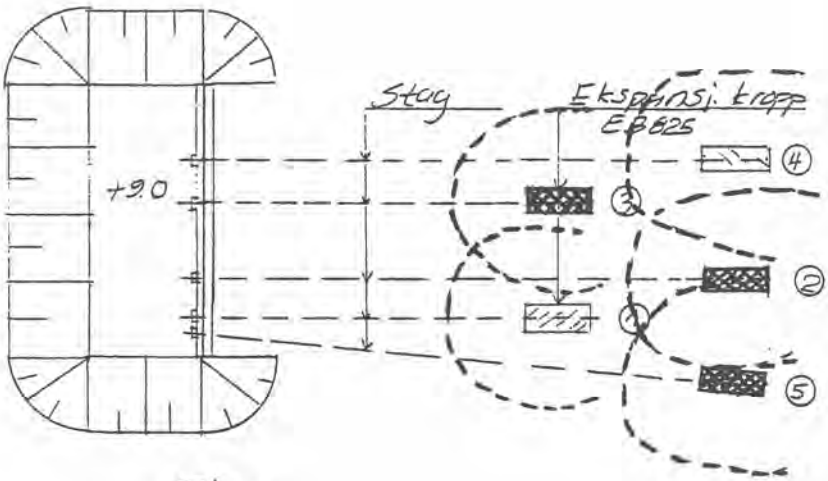


C:\vedde\geoteknidag\[figurer.xls]A4NOR

KAPASITET AV EKSPANSJONSANKERE	Rapport nr.	Figur nr. 7
Kapasitetsøkning i tiden etter installasjon.	Tegner	Dato 99.10.11
	Kontrollert	NGI
	Godkjent	

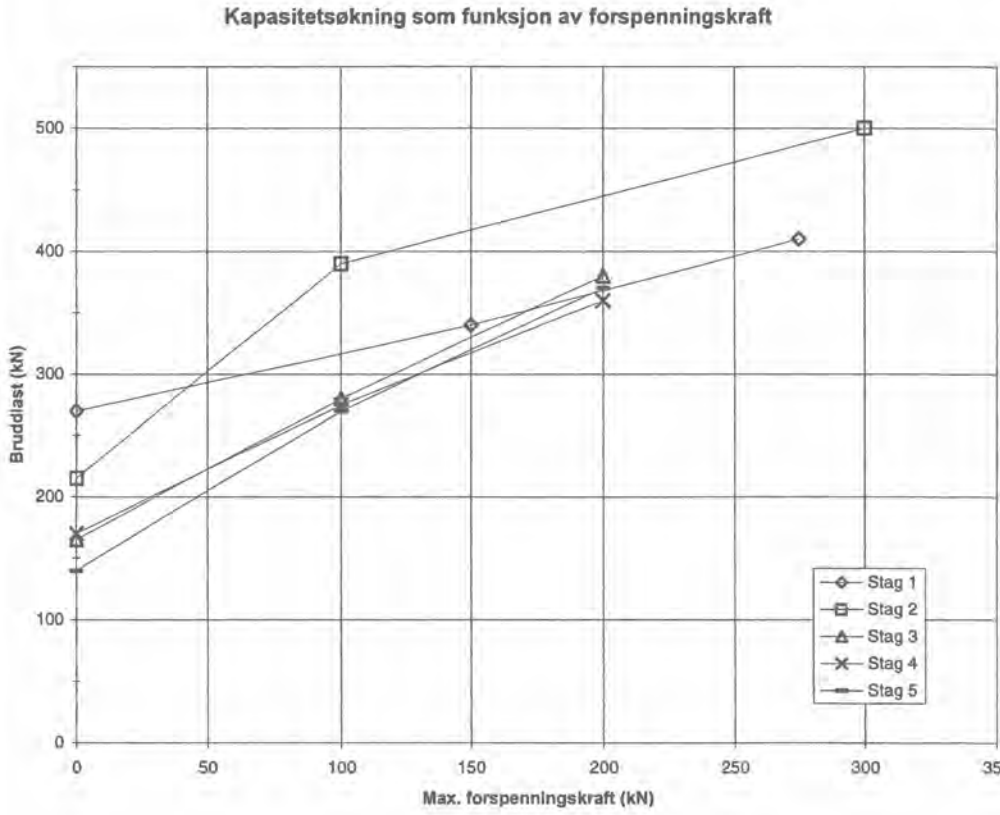


Snitt



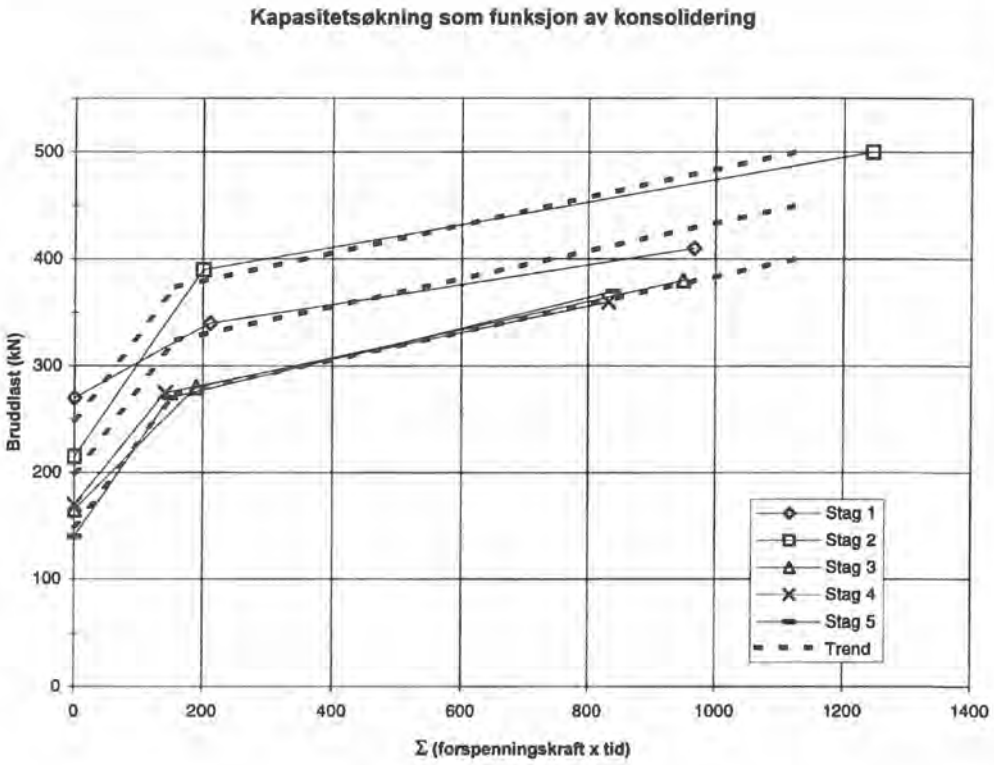
Plan

KAPASITET AV STAG I LØSMASSER.	Rapport nr. :	Figur nr. 8
Ekspansjonsstag (EB825), område B. Plan og snitt. M = 1:100	Tegner	Dato 98-01-15
	Kontrollert	
	Godkjent	NGI



C:\reddet\geoteknidag\[figurer.xls]A4NOR (3)

KAPASITET AV EKSPANSJONSANKERE	Rapport nr.	Figur nr. 9
Bruddlast plottet mot maksimal forspenningskraft	Tegner	Dato 99.10.11
	Kontrollert	NGI
	Godkjent	



C:\vedder\geoteknidag\[figurer.xls]A4NOR (2)

KAPASITET AV EKSPANSJONSANKERE	Rapport nr.	Figur nr. 10
Bruddlast plottet mot konsolidering (Forspenningskraft x tid)	Tegner	Dato 99.10.11
	Kontrollert	NGI
	Godkjent	

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1999

TUKTHUSKVARTALET, OSLO

Sivilingeniør Andreas Berger / Sivilingeniør Jan A. Finstad
NOTEBY AS

Sammendrag

Prosjektet "Tukthuskvartalet" er et kontor og forretningsbygg på totalt vel 43.000 kvadratmeter. Av dette er det ca. 12 000 kvadratmeter under bakkenivå. Kjelleren går sammenhengende fra Torggata hvor det er 2 etasjer under terreng ned mot Storgata hvor det hele 4 kjelleretasjer, noe som ga gravedybder fra ca. 8 til ca. 14 meter i forhold til omkringliggende gater.

Løsmassene på området består øverst av 1 - 3 m med fyllmasser. Under dette er tørrskorpeleire med overgang til en middels fast, siltig leire. Dybdene til fjell varierer fra ca.12 til ca. 35 meter.

Utgravingen ble sikret ved hjelp av spunt forankret med stag til fjell. Bygget ble fundamentert på stålkjernepeler som foruten å overføre bygningslaster til fjell, også tar strekkrefter for å sikre bygget mot oppløft som følge av vanntrykk mot bunnplaten.

En av utfordringene var å sikre Vaterlandtunnelen (en veikulvert som løper langse nord østsiden av tomta) mot deformasjoner når denne ble frigravd på den ene siden. Utgravingen medførte graving 5 - 6 m dypere enn bunnplata (veibanen) i veikulverten. Eksisterende spunt for Vaterlandtunnelen ble benyttet som sikring, og det ble installert kraftige, forspente fjellstag ved underkant av bunnplaten i kulverten.

En annen spesiell utfordring var Tukthusmuren, en bevaringsverdig granittmur som myndighetene krevde skulle integreres i nybygget.

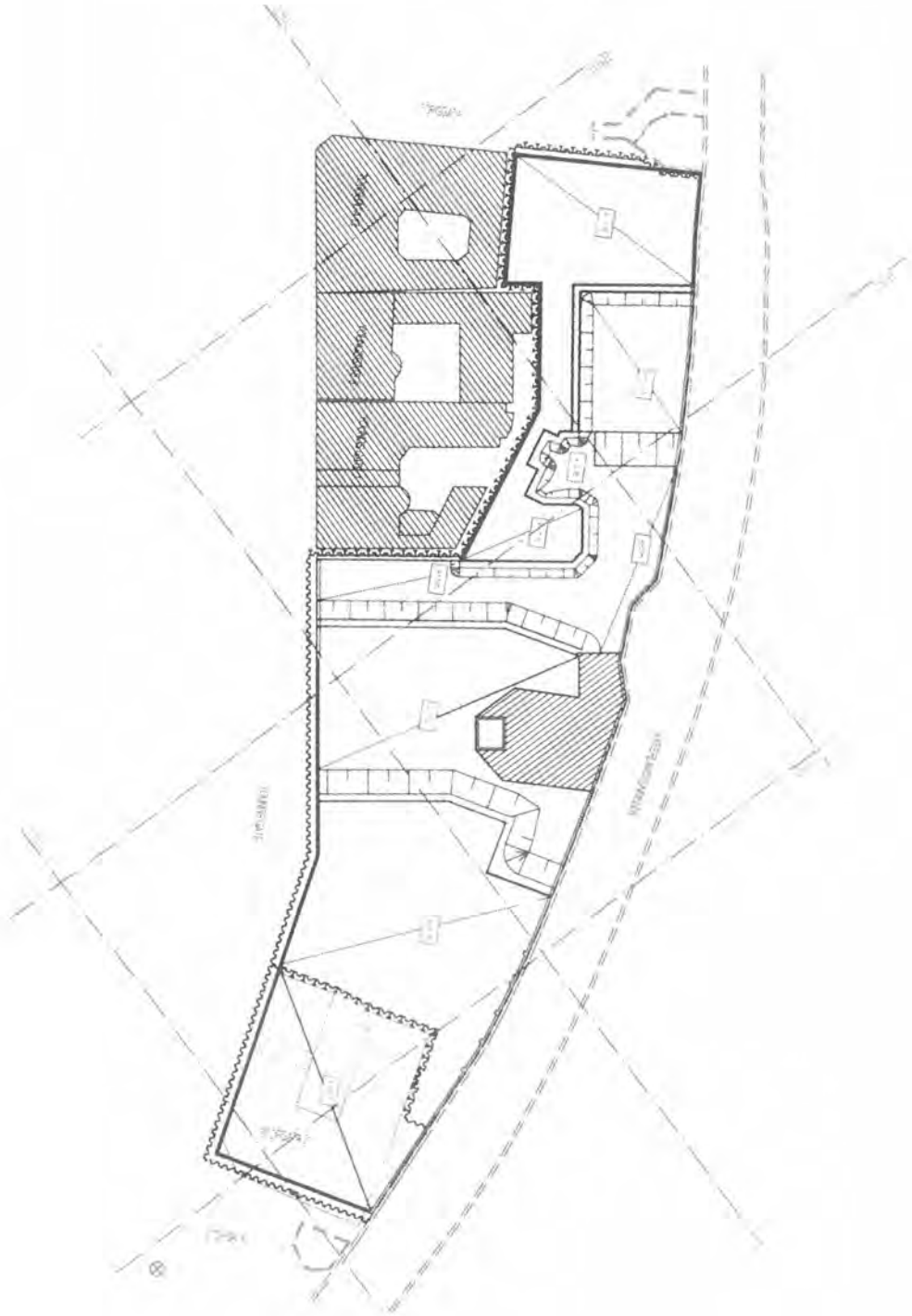
Summary

"Tukthuskvartalet" is a new office building in Oslo with a total of 43.000 m^2. Out of those, 12.000 m^2 is located below ground level, forming partly 2 and 4 basement levels. Excavation depths varied between 8 to 14 m below ground level.

Soil conditions are 1-3 m of fill material overlaying a weathered crest followed by medium clay. Bedrock surface is 12 to 35 m below ground level.

Excavation is carried out behind supporting walls consisting of steel sheet piles driven to bedrock. The sheet piles are supported at 3 to 4 levels by rock-anchors. The new building is founded on drilled steel piles that also act as anchors in early state of construction with low dead weight compared to ground water pressure.

One of the main challenges was to secure the "Vaterlandtunnelen" which is a road culvert that runs along one of the sides of the construction site. It was necessary to excavate up to 6 m below the bottom slab in the culvert, a culvert that was constructed as "cut-and-cover" with permanent sheet piles.



Figur 1. Oversiktsplan

Innledning, historikk

Tukthuskvartalet ligger i Oslo sentrum ved Torggata Bad (og syd øst for Youngs torget), og kvartalet er begrenset av gatene Storgata, Youngs gate, Torggata og Henrik Ibsens gate.

Prosjektet "Tukthuskvartalet" er et kontor og forretningsbygg på totalt vel 43.000 kvadratmeter. Av dette er det ca. 12 000 kvadratmeter under bakkenivå. Kjelleren går sammenhengende fra Torggata hvor det er 2 etasjer under terreng ned mot Storgata hvor det hele 4 kjelleretasjer. Kjelleretasjene skal for det meste benyttes til parkering og tekniske installasjoner.

Calmeyer gate skal forlenges gjennom tomta og til Youngs gate slik at det blir 2 separate bygg over terreng. I bygget nærmest Torggata kommer blant annet nye Sentrum politistasjon, mens det blir forretninger og kontorer i bygget nærmest Storgata, hvor også Vår Bank og Forsikring får sitt hovedkontor.

Navnet "Tukthuskvartalet" kommer av "Christiania Tukthus " som tidligere lå i dette området. Dette tukthuset ble oppført i perioden 1737 til 1740 etter en planleggingsperiode på nærmere 100 år! Bygget var byens mest monumentale bygning inntil slottet ble bygget i 1840-årene.

Tukthuset i Christiania ble i utgangspunktet ikke bare brukt til å straffe forbrytere, men like mye som en forbedringsanstalt for folk som førte et uønsket levesett. Foruten løsgjengere og tiggere kunne uskikkelige barn, dovne konfirmanter, gjenstridige tjenestefolk og lettferdige kvinner plasseres her. Det var også en avdeling for sinnssyke, kalt Daarekisten.

Mot slutten av 1700-tallet fikk tukthuset mer karakter av straffeanstalt for tyver og andre småkriminelle, og fra og med 1813 var det utelukkende fengsel. I 1820 ble det overtatt av staten. Fra 1830 og utover oppførte man flere bygninger. I begynnelsen av 1880-årene ble anstalten et rent kvinnefengsel. I 1936 ble deler av tomten fraskilt til bussterminal, gjennomføring av Henrik Ibsens gate og Samfunnshuset. Hovedbygningen mot Storgata ble revet i 1938.

I tilknytning til Tukthuset var det også både kirke og kirkegårder, og under utgravingen av tomta ble det ikke overraskende påtruffet både kister og levninger fra mennesker. Før byggearbeidene i Tukthuskvartalet ble igangsatt, hadde Byantikvaren i Oslo foretatt flere arkeologiske utgravninger i den nordre delen, og det ble totalt registrert 35 kister. Gravene stammer fra en kirkegård som antagelig var i bruk i perioden 1800 - 1830.

Under anleggsarbeidene for Vaterlandtunnelen (Henrik Ibsen ringen) i 1989, ble det også registrert kister og levninger i området ved Torggata. Det ble da funnet ca. 100 graver, hvorav 23 ble gravd ut arkeologisk.

Det eneste synlige tegn til at det hadde vært et tukthus i området, var en gjenstående del av tukthusmuren, en granittmur som gikk på skrå gjennom det aktuelle utbyggingsområdet. Den gjenstående delen av muren var oppført ca. 1860, og var til dels i dårlig forfatning. Muren var bevaringsverdig og myndighetene krevde at muren skulle integreres i nybygget.

Prosjektering

Utbygger er Vår Bank og Forsikring. Totalentreprenør for prosjektet er Ragnar Evensen AS med Entreprenørservice AS som ansvarlige for grunn og sikringsarbeider.

Prosjekteringen er utført av en prosjektgruppe bestående av blant annet:

- Prosjektledelse: PTL Løken AS
- Arkitekter: ArkiForum Prosjekt AS
- Byggetekniske rådgivere: SCC Bonde & Co AS
- Geotekniske rådgivere: NOTEBY AS

Grunnarbeider samt ferdig råbygg, ble prosjektert og sendt ut som en "vanlig" hovedentreprise, mens resten av bygget ble "utformet" som en totalentreprise. I løpet av anbudskonkurransen ble hele prosjektet endret til en totalentreprise, og prosjektgruppa (foruten PL) ble overført til å være rådgivere for totalentreprenøren i byggefasen.

"Prosjekteringen" har forøvrig pågått i flere runder og over lang tid. NOTEBY har vært involvert i prosjektet i en årrekke og vår første geotekniske rapport ble utarbeidet så tidlig som i 1981.

Prosjektet ble igjen dratt i gang i 1988, og prosjektgruppa som senere har utviklet prosjektet ble da dannet. Etter en prosjekteringsrunde i 1988 -1989 stanset prosjektet opp igjen.

Høsten 1996 ble det på nytt blåst liv i prosjekteringen, og prosjekteringen pågikk gjennom hele 1997 og begynnelsen av 1998 hvor anbudet ble sendt ut.

Byggingen ble startet på forsommeren 1998, og bygget skal stå ferdig sommeren 2000.

Prosjekt

Byggegropa strekker seg fra Torggata i nord vest og helt ned til Storgata i syd øst, en lengde på til sammen ca. 150 m.

I nord øst er byggegropa begrenset av Vaterlandtunnelen, en veikulvert i Henrik Ibsen ringen. I syd vest grenser byggegropa dels mot gjenstående bebyggelse i kvartalet (Torggata 13 og Youngs gate 7 og 9), og dels mot Youngs gate. Bredden av byggegropa varierer mellom ca. 20 m på det smaleste ved Youngs gate 9, til ca. 45 m på det bredeste ved forlengelsen av Calmeyer gate.

Til et godt stykke ut i byggeperioden knyttet det seg usikkerhet til om utbygger fikk kjøpt Storgata 31, en bygning som lå i den nedre delen av det aktuelle området og som grenset inn mot Storgata og Youngs gate. Det ble derfor prosjektert med flere ulike alternativer i dette området, noe som la bindinger på både utnyttelsen av nybygget og på hvordan anleggsarbeidene kunne gjennomføres.

Bygget har fra 2 til 4 kjelleretasjer, og gravedybdene varierer fra 8 til 14 meter i forhold til omkringliggende gater.

Utgravingen har foregått helt inn til Vaterlandtunnelen, og stedvis 5 til 6 meter dypere enn bunnplata i veikulverten. Videre har utbyggingen foregått rundt eksisterende ventilasjonsrom og -tårn for denne veikulverten.

Totalt er det gravd ut og kjørt bort mellom 40 000 og 50 000 kubikkmeter løsmasse, hovedsakelig bestående av fyllmasser og leire. Videre ble det rammet ca. 3500 kvadratmeter med spunt og montert mer enn 300 stag med total lengde ca. 9000 meter. I tillegg ble det installert mer enn 9000 meter med stålkjernepeler under bygget.

Grunnforhold

Før anleggsarbeidene startet bestod området for en stor del av en parkeringsplass. På deler av området var det også rester av gamle hus eller hus som skulle rives før byggingen kunne starte.

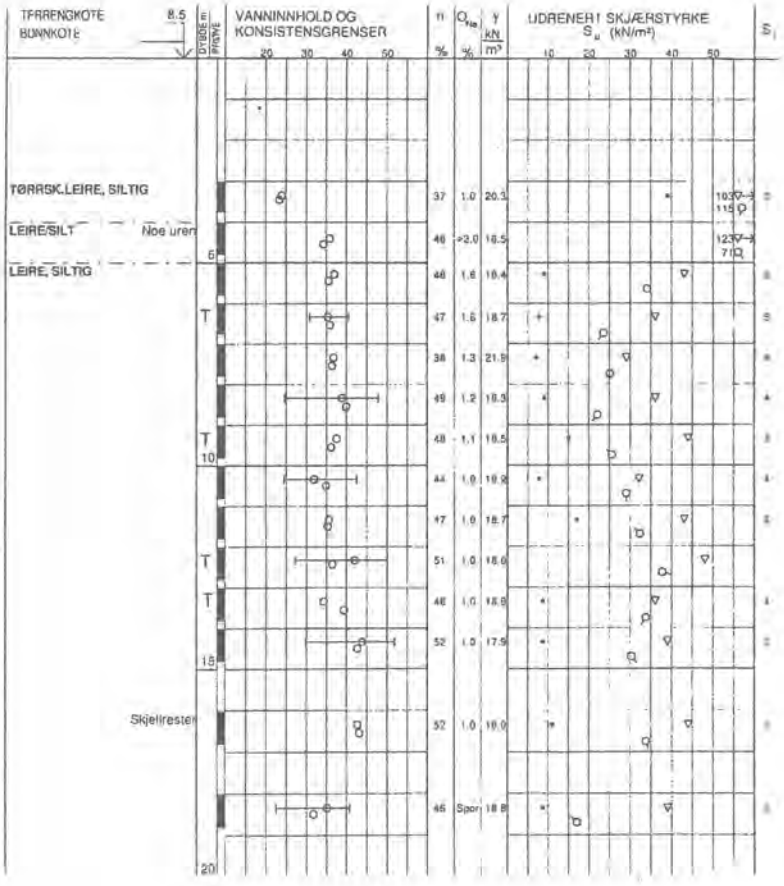
Terrenget i området stiger jevnt fra ca. kote 5.5 i Storgata til ca. kote 8.7 i Torgata.

Løsmassene på området består øverst av 1 - 3 m med fyllmasser. Under dette er tørrskorpeleire med overgang til en middels fast, siltig leire med skjærstyrke varierende fra ca. 25 kPa til ca. 50 kPa. Generelt ble det registrert noe bløtere leire i syd øst en øvrig på tomta.

Skjærstyrken ble bestemt ut fra en kombinasjon av prøveserier med aktive og passive treaksialforsøk, vingeboringer og trykksonderinger (CPTU). Leiren er lite sensitiv.

Dybdene til fjell varierer fra ca.12 til ca. 35 meter. Fjelloverflaten er relativt flat i området nærmest Storgata, hvor dybdene også var minst, men det går en dyprenne gjennom tomta fra Henrik Ibsens gate 9 (eksisterende lokaler for Vår Bank og Forsikring) mot Youngstorget, og det er registrert områder med meget bratt fjell eller skrenter og vertikale sprang i fjelloverflaten. Det ble også registrert til dels dårlig og oppsprukket fjell, spesielt i dyprennen og området nord for denne.

Grunnvannsnivået ble registrert til å ligge ca. 3.0 - 3.5 m under gatenivå, mens det ble registrert en reduksjon i poretrykket mot fjell.



Figur 2. Typisk borprofil

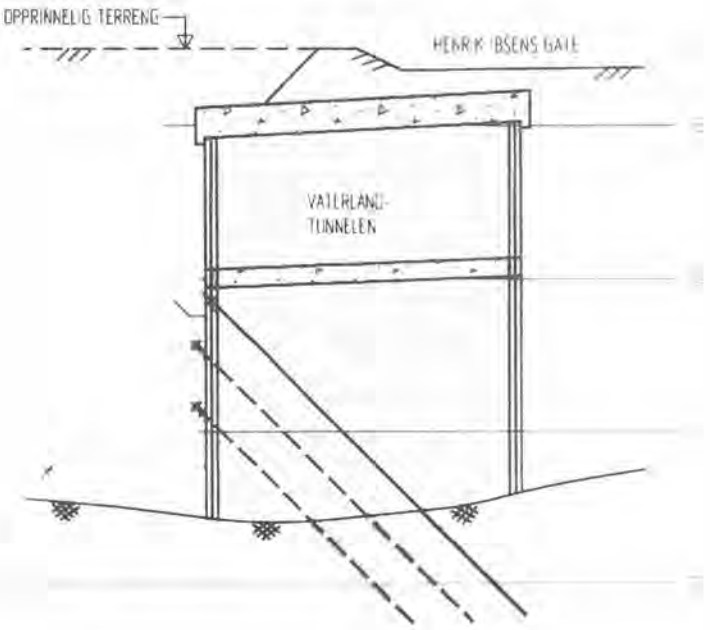
Geotekniske problemstillinger, løsninger

Prosjektet må sies å være en relativt komplisert utbygging i Oslo sentrum, med dyp utgraving tett inntil nabobygg, gater og Vaterlandtunnelen - en veikulvert som løper langs nord østiden av tomta. Spesielt utgravingen inntil og for en stor del dypere enn Vaterlandtunnelen ble sett på som vanskelig og med store konsekvenser "om noe skulle skje".

All spunt ble dimensjonert med vårt egenutviklede beregningsprogram VEGG, mens sikringen av Vaterlandtunnelen ble dimensjonert ved hjelp av elementprogrammet PLAXIS.

Vaterlandtunnelen

Vaterlandtunnelen er en løsmassetunnel bygget med spunt som permanente vegger og med støpt bunn- og takplate. Spuntveggene er dels rammet kontinuerlig til fjell og dels med stylter (enkeltnåler) til fjell i områdene med de største fjelldybdene.



Figur 3. Prinsipp utgraving mot Vaterlandtunnelen

I området mellom Torggata og Calmeyer gate skulle det graves omtrent like dypt som bunnplata (veibanen) i veikulverten, mens det i området nærmest Storgata skulle graves 5 - 6 m dypere enn bunnplata. Eksisterende spunt for Vaterlandtunnelen ble benyttet som sikring mot denne veikulverten som løper langs hele nord østsiden av tomta.

En frigraving av Vatelantunnelen på den ene siden ville gi et stort ensidig jordtrykk som måtte opptas uten at det oppstod horisontalforskyvninger av kulverten. Norconsult AS som var rådgivere for Statens vegvesen, beregnet kulverten maksimalt tålte en horisontalforskyvning på 3 cm før det ble fare for oppsprekking og dermed lekkasjer.

For å ivareta dette ble det vurdert flere alternative løsninger. Blant annet innvendige forspente stivere mot en spuntvegg midt i byggegropa, å trekke kjelleren så langt fra kulverten at fjellstag kunne etableres uten at de kom i konflikt med kulverten, redusert utgraving nærmest kulverten mm. Felles for disse var at de enten ga lengre byggetid eller et redusert areal i forhold til det som var ønskelig.

Løsningen som ble valgt var å benytte kraftige forspente fjellstag ved underkant av bunnplaten i veikulverten.. For å få etablert disse stagene uten for store deformasjoner på kulverten, ble stagene etablert i relativt dype grøfter, og ble det montert forankringsstag med senteravstand varierende mellom 1,25 - 2,5 meter. For ytterligere å begrense deformasjonene ble utgravingen utført i seksjoner med bredde ca. 10 meter.

Stagene under kulverten er ikke utført som permanente, men de ble ikke kappet da dette var vanskelig å få til i praksis. Kjellerkonstruksjonen er dimensjonert for å oppta oppta jordtrykkskreftene permanent.

Figur 4. Stag mot Vaterlandtunnelen

Utgravingen mot kulverten ble modellert i elementprogrammet "PLAXIS", og det ble utført omfattende analyser for å bestemme deformasjoner og krefter i avstivningssystemet. Det ble lagt ned mye arbeid i å optimalisere gravenivåer (mellomnivåer), og i å bestemme hvilke faser av utgravingen som var kritisk med hensyn på horisontaldeformasjoner. Dimensjonerende krefter ble også beregnet ved hjelp av "VEGG"

Den valgte løsningen ga beregningsmessig en maksimal horisontalforskyvning på ca. 2.5 cm uten at man i beregningene tok hensyn til seksjonsvis utgraving.

For å kontrollere deformasjonene ble det etablert målepunkter på kulverten etter hvert som denne ble frilagt. Punktene ble etablert både på topplata og i forskjellige nivåer på spunveggen. Avhengig av fremdriften i byggegropa ble disse punktene kontrollmålt inntil 2 ganger om dagen. Etter hvert som man så at deformasjonene hele tiden var små og godt under grenseverdiene, ble måle hyppigheten redusert.

Målingene underveis viste deformasjoner godt under grensen på 3 cm som var satt for å hindre oppsprekking og vannlekkasjer i veikulverten. Vi målte under arbeidet horisontalforskyvninger på under1,5 cm. Grensen for å iverksette tiltak som reduserte seskjonsbredder, øket oppspenning o.l., var satt til 2 cm.

Utgraving og sikring av byggegrop forøvrig

Slik prosjektet etter hvert ble utformet, ga dette gravedybder mellom 8 og 14 m i forhold til omkringliggende gater og terreng, noe som medførte behov for kraftige sikringskonstruksjoner rundt byggegropa.

Utgravingen kom dessuten helt inntil gjenstående bygg i kvartalet, og mot eksisterende tekniske kulverter i Torggata og Storgata, foruten Vaterlandtunnelen under Henrik Ibsens gate. I tillegg skulle det graves rundt eksisterende ventilasjonsrom og -tårn.

Mange sprang i gravenivåer kompliserte også utgravingen.

Utgravingen av byggegropa ble sikret ved hjelp av spunt som ble bakforankret med stag til fjell i 3 - 4 nivåer avhengig av gravedybder. Dels store dybder til fjell medførte lang og kraftig spunt og lange stag.

I området med de største fjelldybdene ble det benyttet en kraftig HZ-spunt ($Wx \geq 5200 cm^3/m$) hvor H-bjelkene ble rammet til fjell. Et spesielt problem i denne sammenhengen var å transportere de lange H-bjelkene inn i den trange tomta. De lengste H-bjelkene var hele 34 meter.

Langs Storgata og deler av Youngs gate ble det benyttet en tradisjonell Z-spunt med motstandsmoment $Wx \geq 3600 cm^3/m$.

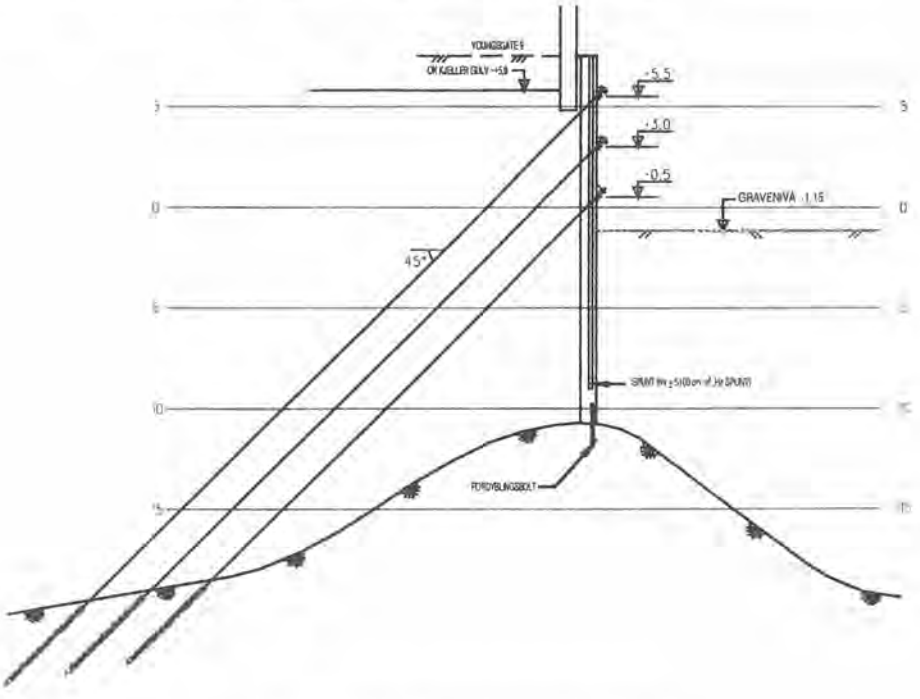
For å begrense deformasjonene, ble det valgt en spunt med stor stivhet og kraftige stag med relativ høy forspenning. I tillegg ble utgraving til planum og støp av arbeidsdekke (15 cm armert betong) utført i seksjoner.

For kontroll av deformasjoner på spunten ble det installert i alt 11 inklinometerkanaler som ble kontrollmålt med jevne mellomrom.

Basert på beregnede deformasjoner av spunten, ble det gjort en vurdering av terrengsetninger bak spunten og dermed hva man kunne forvente av setninger på tilliggende bygninger og gater. Det ble valgt å ikke underpinne ytterveggene i nabobyggene, da dette beregningsmessig ville gi større differanse setninger enn om byggene fikk sette seg fritt.

Til tross for tiltakene ble setningene på nabobyggene til dels mye større enn erfaringer og beregninger tilsa.

Bakbygningen i Youngsgate 7 som fikk de største skjevsetningene, ble da besluttet omfundamentert på spunten. Veggene nærmest spunten ble festet til H-bjelkene som var rammet til fjell og kriterierammet. Det viste seg imidlertid at setningene fortsatte selv om bygget nå var fundamentert til fjell. Innfestingen mellom bygg og spunt ble kontrollert uten at man fant noe oppsprekking her. Det ble da besluttet også å måle vertikaldeformasjoner på spuntnålene, og det viste seg at spuntnålene satte seg. På det meste ble det målt en vertikaldeformasjon på spunten på mer enn 10 cm. Dette innebar igjen en slakking av stagene og dermed horisontalforskyvning av spuntveggen som innebar ytterligere setninger på bygninger og terreng.



Figur 5. Prinsipp utgraving mot nabobygg

Fundamentering

Store og varierende laster tilsa tidlig at bygget måtte fundamenteres til fjell.

Det ble imidlertid registrert områder med bratt og dårlig fjell som måtte legges til grunn ved valg av fundamenteringsmetode.

Bunnplata kommer dessuten langt under grunnvannsnivået, og bygget måtte derfor dimensjoneres for oppdrift. I prosjekteringsfasen var det usikkert hvordan fremdriften på utbyggingen ville være, og det ble besluttet å dimensjonere oppdriftsforankringen for at kun kjelleren var bygd på det tidspunktet bunnplata skulle ta fullt vanntrykk.

Framdriften med seksjonsvis utgraving og støp av arbeidsdekke og bunnplate medførte dessuten at plassforholdene i byggegropa var begrensede.

Det ble valgt å fundamentere bygget på stålkjernepeler. Stålkjernepelene skal foruten å overføre bygningslaster til fjell, også ta strekkrefter for å sikre bygget mot oppløft på grunn av det store vanntrykket mot bunnplaten. På enkelte steder, spesielt i området mot Torggata, ble det registeret

svært dårlig og oppsprukket fjell i overflaten, og man måtte bore 5 til 6 meter ned i fjellet før man fikk tilstrekkelig feste.

Grunnvannssenkning

Dyp utgraving, ned til ca. kote minus 6 på det meste. På et mindre parti kom også laveste planum ned i fjell. Dette ville medføre en midlertidig grunnvannssenkning / poretrykksreduskjon i anleggsperioden før kjellerkonstruksjonene var støpt og man sluttet å pumpe i byggegropa.

For å kontrollere poretrykket ved fjell, ble det installert 7 hydrauliske piezometer rundt byggegropa. I tillegg til disse 7 ble en eksisterende poretrykksmåler på Youngstorget målt jevnlig.

Det ble på det meste registrert en reduksjon i poretrykket tilsvarende en senkning av vannivået på mellom ca. 2.5 m og 4.5 m avhengig av hvor langt fra byggegropa målerene er plassert. Naturlig nok ble de største poretrykksreduksjonene registrert i nærheten av der hvor fjellet ble blottlagt.

For å motvirke reduksjonen i poretrykk ved fjell ble det boret infiltrasjonsbrønner. Det ble forsøkt installert 5 brønner uten at noen av disse virket etter hensikten. Enkelte virket i noen dager med god effekt på poretrykket før det skjedde en utvasking og vannet kom inn i byggegropa. I andre brønner var det umulig å få opp trykket, eller det ble registrert lekkasjer inn i byggegropa.

Etter at bunnplata var støpt og man begynte å føre opp kjellerveggene steg poretrykkene raskt igjen og man gav opp forsøkene med å etablere infiltrasjonsbrønner.

Pr. oktober 1999 er poretrykket igjen nesten oppe på det som ble registrert før utgravingen startet, med unntak av en måler som står i dyprenna og hvor poretrykket fortsatt tilsvarer et vannivå som er ca. 2 m lavere enn utgangspunktet.

Tukthusmuren

Tukthusmuren som var det eneste synlige tegn til at det hadde vært et tukthus i området, gikk på skrå gjennom kvartalet. Den gjenstående delen av muren var oppført ca. 1860, og var en granittmur i til dels dårlig forfatning. Gjenstående del av Tukthusmuren var ca. 95 m lang og 4 m høy.

Muren var bevaringsverdig og myndighetene krevde at muren skulle integreres i nybygget.

I utgangspunktet krevde myndighetene at denne muren skulle stå urørt og at man måtte bygge rundt og evt. under den. Dette ble ansett å være komplisert og vanskelig å gjennomføre, og etter hvert fikk man lov til å ta ned muren for så å mure den opp igjen med samme utseende som før etter at nybygget var oppført.

Før muren ble tatt ned, ble alle steinene registrert, innmålt og merket. Dette arbeidet ble utført i samarbeid med NIKU (Norsk institutt for kultutminneforskning). I utgangspunktet var det meningen at muren skulle settes opp slik at hver stein kom på nøyaktig samme plass som før muren ble revet, men dette kravet ble endret til at muren skulle fremstå med samme uttrykk som før.

Tukthusmuren vil bli satt opp igjen dels inne i nybygget, og dels som en yttervegg. Deler av muren vil komme inne i resepsjonen i nye Sentrum politistasjon.

Figur 6: Merking av Tukthusmuren

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1999

Langtidsbæreevne av friksjonspeler
Eksempel med PDA-målinger og CAPWAP-analyser

Sivilingeniør Trond Føyn, Norconsult AS
Sivilingeniør Morten Alstad, NOTEBY AS

Sammendrag

Foredraget tar for seg tidsutvikling av bæreevnen av rammede friksjonspeler i sand ved et industrianlegg i Sydvest Norge. I forbindelse med utvidelse av Øye smelteverk ved Kvinesdal ble det våren 1999 foretatt målinger på betongpeler med PDA (Pile Driving Analyzer) i to omganger: 3 - 4 dager etter ramming og så 24 dager senere. Det er dokumentert at bærevnen økte med ca. 40% i gjennomsnitt på de 24 dagene. Det ble målt på 13 av i alt ca. 400 peler som inngikk i fundamenteringen av anlegget. Prøvepelenes lengder i bakken var 11,3 - 35,3 meter. Pelene har tverrsnitt 270x270 mm. Resultater fra måling på to av pelene ble undergitt en analyse med programmet CAPWAP, som viser fordeling av bæreevnen mellom pelespissen og peleskaftet og fordeling av bæreevnen langs skaftet. Basert på annen gangs PDA-målinger ble det med Case-metoden eksempelvis beregnet en karakteristisk bæreevne på ca. 1850 kN for peler med 17,3 m lengde i bakken.

Synopsis

In connection with the extension of an industrial area in the south-western part of Norway, PDA (Pile Driving Analyzer) was used on 13 test piles of nearly 400 piles driven in loose to medium dense sand, with ground water table 2 - 3 metres under the surface. The test piles were driven some four weeks before the foundation works started. It was found a 40 % average increase in bearing capacity in 24 days, compared to measurements done 3 - 4 days after end of driving. The precast concrete piles are 270 mm in square and the length of the test piles in the ground varies between 11,3 and 35,3 metres. They are part of the foundation piles, that are 12, 18, and 24 metres long. Results from two of the piles were analysed by means of the CAPWAP computer program, which gave the distribution of the bearing capacity between the tip and the shaft of the pile, and also the distribution along the shaft. The piles were driven with a hydraulic hammer with a weight of 50 kN and efficiency of about 0,85. For the longest piles, the fall height was increased from 0,10 m to 0,35 m during the driving.

Keywords

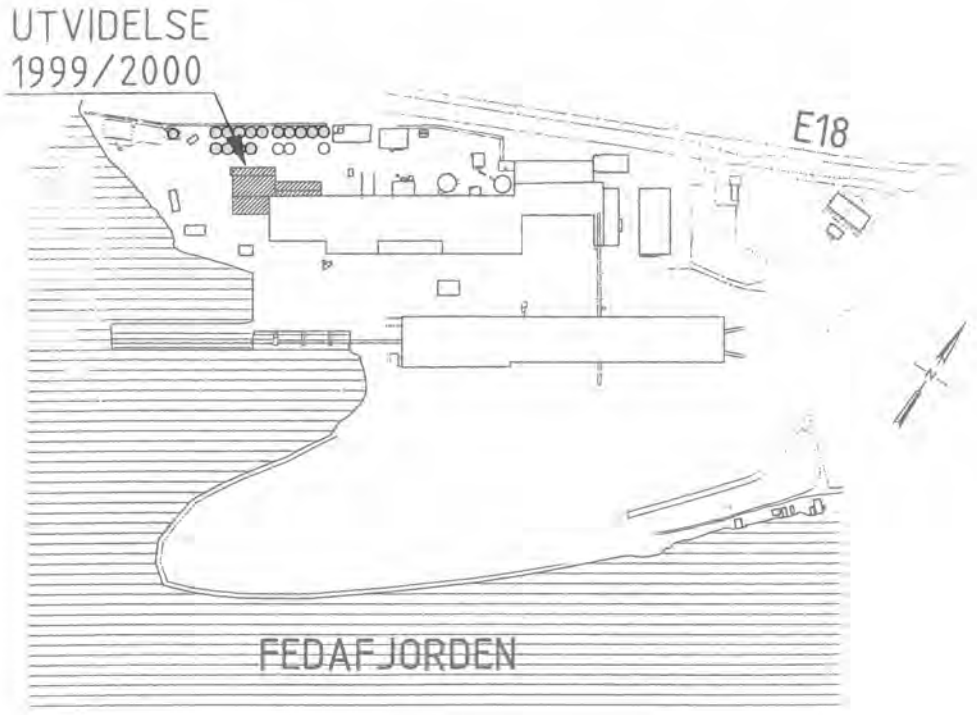
Precast concrete piles, sand, friction, time-dependency, PDA, CAPWAP

Bygging av Ovn 3 og nytt døgnsilobatteri pågår

Øye Smelteverk AS er en del av Tinfos Jernverk AS og ligger i Kvinesdal i Vest-Agder. Fra før er det to smelteovner med tappehaller, råvarelager etc. Den pågående utvidelsen omfatter blant annet Ovn 3, forlengelse av tappehall, nytt elektrobygg og døgnsilobatteri av betong. Første byggetrinn

av smelteverket sto ferdig i 1974. Figur 1 viser beliggenhet av smelteverket ved E18 og Fedafjorden. Det var først tenkt å bygge to nye ovner, men ovn 4 er sløyfet.

Norconsult AS er engasjert som rådgivere i byggeteknikk, geoteknikk og elektroteknikk. NOTEBY AS var engasjert for å foreta PDA-målinger og CAPWAP-analyser. Hovedentreprenør er arbeidsfellesskapet Selmer - Reme. Entreprenør for pelearbeidene er Holt-Risa AS.



Figur 1 - Oversiktskart

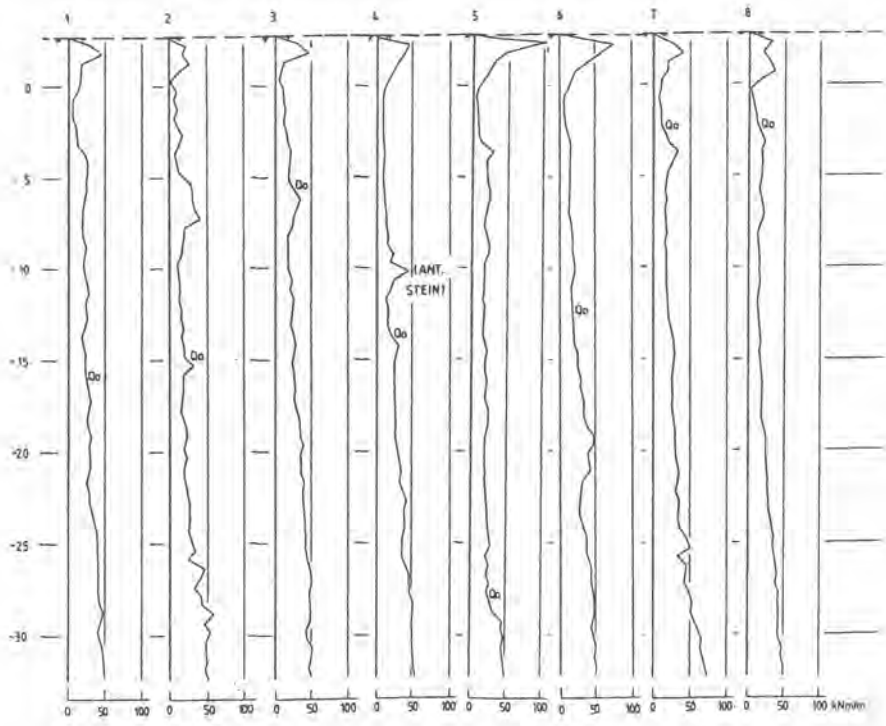
Utvidelsen skjer på et område som delvis er oppfylt, og det bygges delvis inntil en eksisterende hall. Denne hallen og mange av de øvrige anleggene som er bygget for ca. 25 år siden er fundamentert på trepeler, som alle er avsluttet i løsmasser. Ved utvidelser omkring 1990 og -95 ble det brukt betongpeler, også de avsluttet i løsmassene. Industrigulvene ligger direkte på grunnen og består stort sett av belegningsstein.

Betongpeler ble funnet billigere enn trepeler

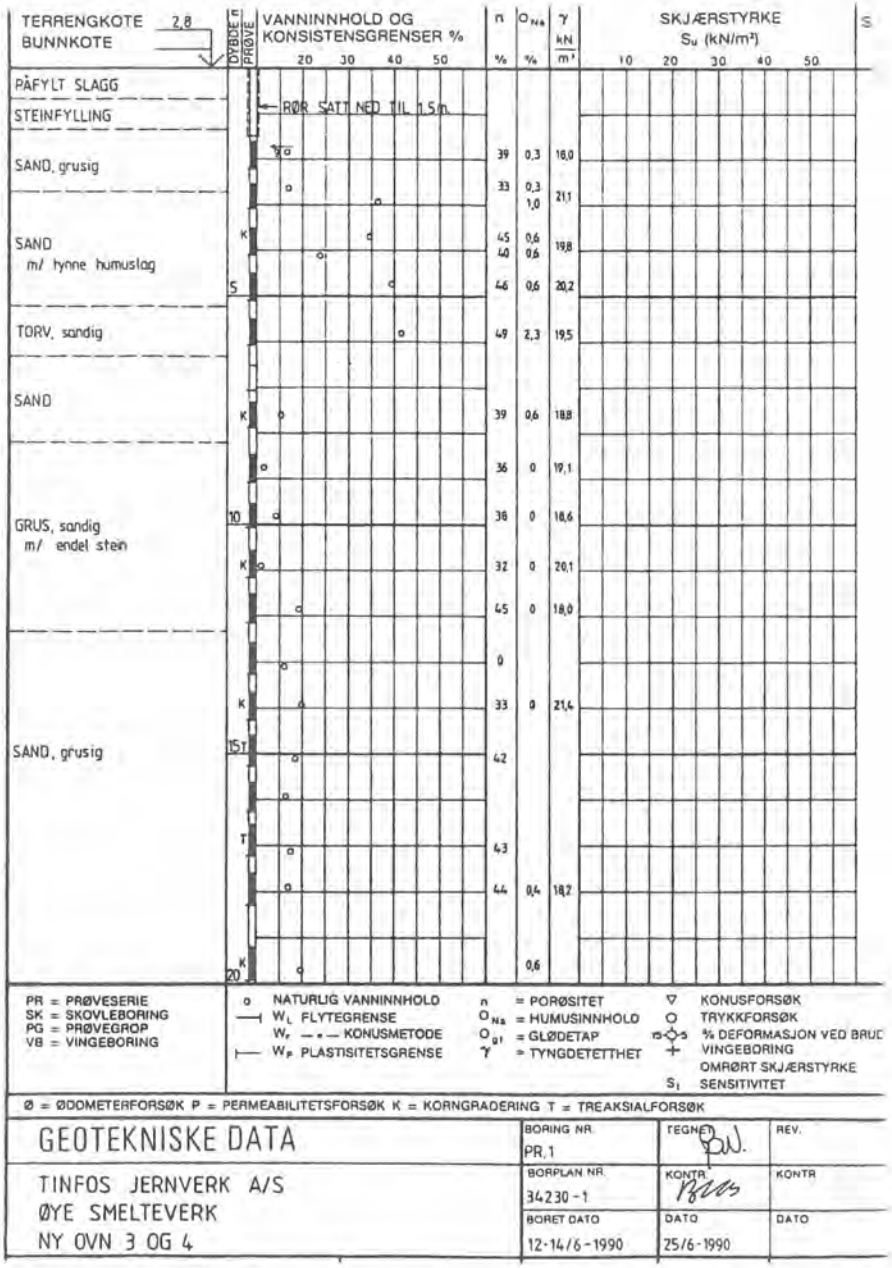
Ved valg av fundamenteringsløsning for utvidelsen ble det diskutert om man skulle bruke tre- eller betongpeler. Betongpeler ble valgt blant annet fordi de ble funnet mest økonomisk; bæreevnen per krone var minst, og dessuten kunne man klare seg med mindre pelehoder.

Grunnforhold

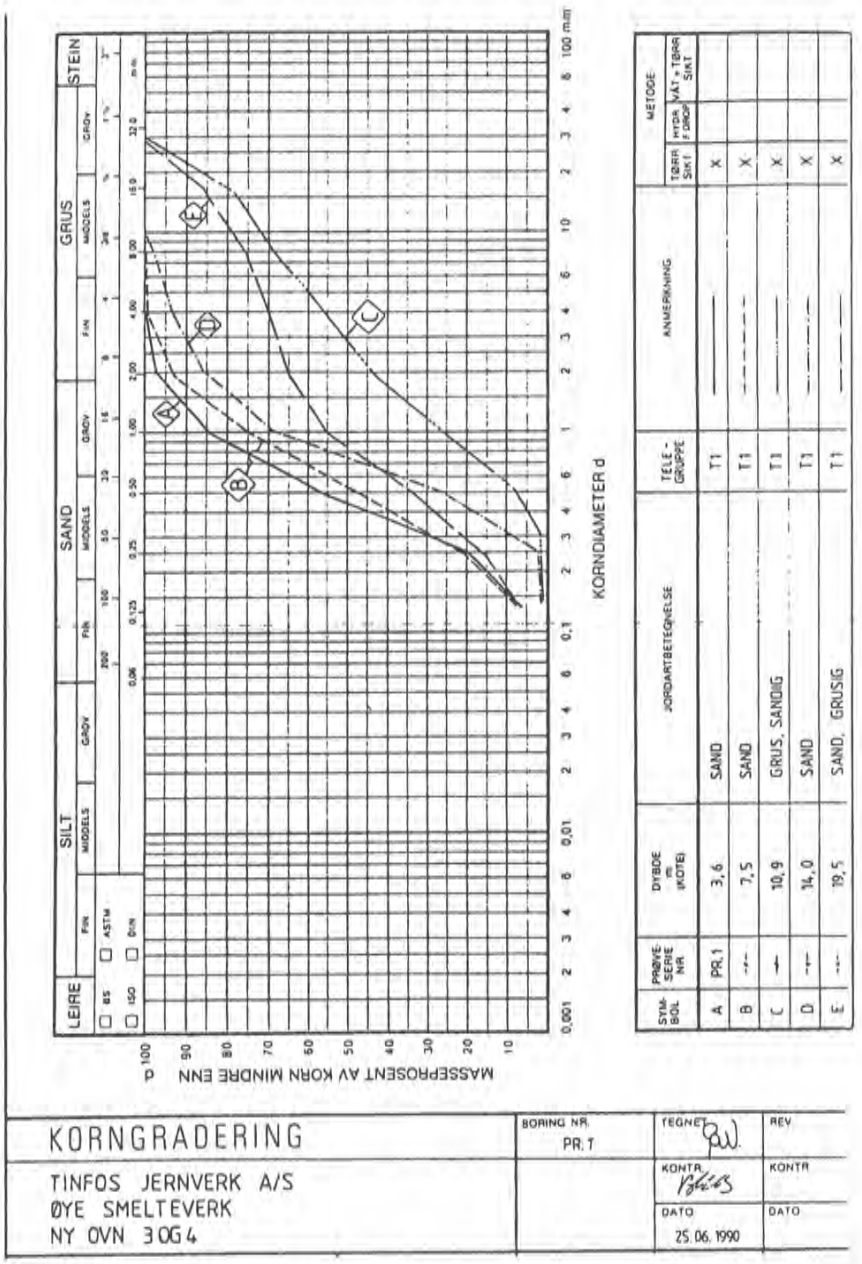
Området ligger på en sandavsetning ved Fedafjorden, som har mer enn 35 meters mektighet. I begynnelsen av 70-årene ble det foretatt delvis utskifting av humusholdige masser og innpumping av sand fra sjøen. Terrenget ble hevet med 3 - 4 meter der det nå bygges og ligger nå på ca. kote 3,0. Grunnvannstanden antas å følge vannstanden i fjorden, og i dette området er det svært liten tidevannsforskjell. Grunnvannstanden antas derfor stort sett å ligge i 2 - 3 meters dybde under terreng. Det er foretatt grunnundersøkelser i området i flere omganger siden 1957. Undersøkelsene er utført av Norges Geotekniske Institutt (NGI) og NOTEBY AS. På området som for utvidelsen er det foretatt ramsonderinger og opptak av prøver. Sonderingene er ført til 35 meters dybde uten at fjell er påtruffet. Løsmassene er deltamasser avsatt i havet av elven Kvina. Figur 2, 3 og 4 viser grunnforholdene. Sonderingene og prøveserien er tatt i området der det bygges. Det skal spesielt bemerkes at det er registrert et lag med humusholdige masser i 5 - 6 meters dybde under terreng, til tross for den før nevnte masseutskifting.



Figur 2 - Ramsonderinger nr. 1 - 8



Figur 3 - Prøveserie 1



SYMBOL	PRØVESERIE NR.	DYBDE m (KOTE)	JORDARTBETEGNELSE	TELEGRUPPE	ANMERKNING	METODE: TØRR SIKT	METODE: HYDR. FORDP.	METODE: VÅT - TØRR SIKT
A	PR. 1	3,6	SAND	T1	———	X		
B	-"-	7,5	SAND	T1	- - - - -	X		
C	-"-	10,9	GRUS, SANDIG	T1	———	X		
D	-"-	14,0	SAND	T1	-·-·-·-	X		
E	-"-	19,5	SAND, GRUSIG	T1	———	X		

KORNGRADERING	BORING NR. PR. 1	TEGNET	REV
TINFOS JERNVERK A/S ØYE SMELTEVERK NY OVN 3 OG 4		KONTR.	KONTR
		DATO 25.06.1990	DATO

Figur 4 - Korngradering fra prøveserie 1

Prøvebelastning av peler i 1970 viste betydelig bæreevneøkning med tiden

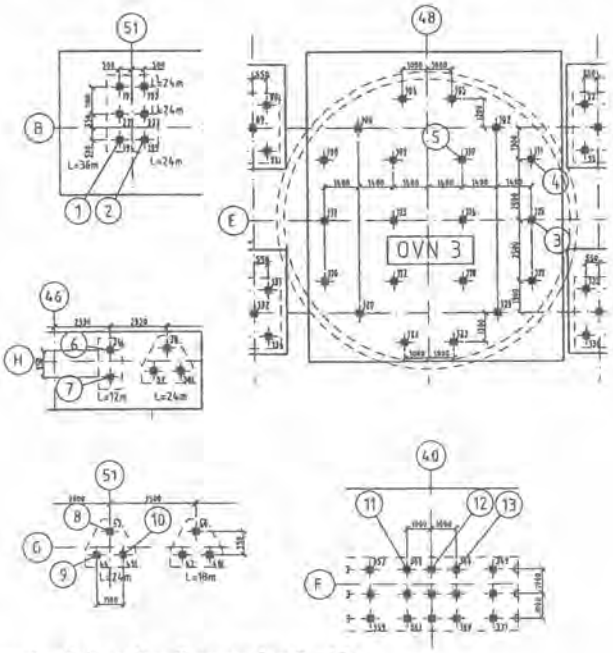
Prøvebelastning av en trepel og en betongpel foretatt i 1970, viste betydelig økning i bæreevnen etter hhv. 20 og 9 dager. Betongpelen hadde diameter 28 mm og etter ramming til 23,5 meters dybde ble den prøvebelastet etter 1 og 9 døgn. Bruddlasten ble da målt til hhv. 90 og 140 tonn (900 og 1400 kN), tilsvarende en økning på 56 %. På bakgrunn av disse resultatene og det kjente fenomen at bæreevnen for peler i sand vanligvis øker med tiden, ble det vedtatt å utføre prøvepeling. Vi ønsket oss to målinger med så lang tid som mulig mellom målingene.

Prøvepeling

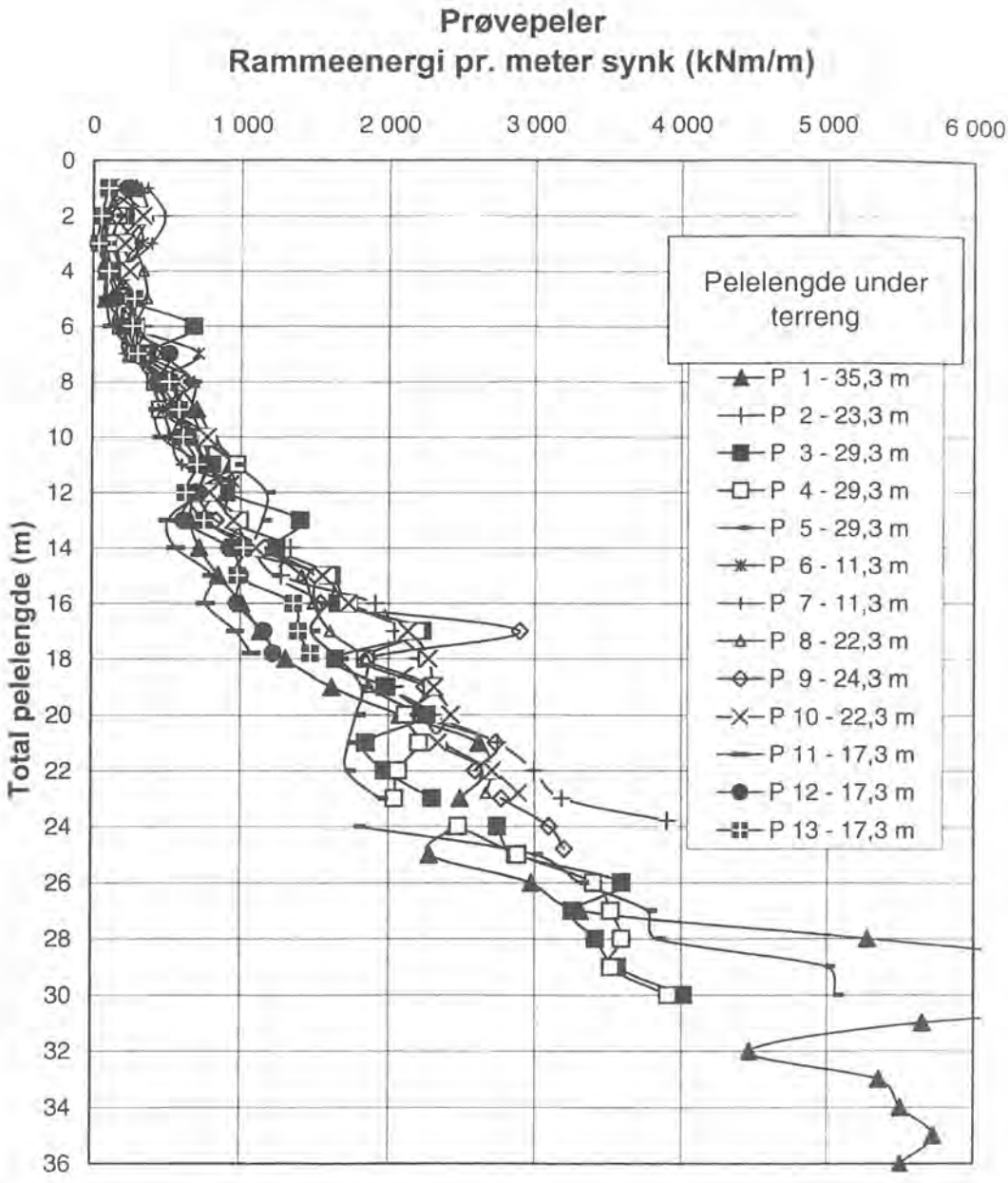
Anlegget fundamenteres på peler som er plassert i grupper, og hver pelegruppe har et pelehode. Antall peler i hver gruppe varierer fra 2 til 20. Sentralt i anlegget er fundamentet for den nye Ovn 3. Peleplanen var i grove trekk bestemt før prøvepelingen begynte.

Vi satte opp et program for prøvepeler av ulike lengder: 12 - 36 meter, med 6 meters intervaller. Prøvepelene skulle inngå i fundamenteringen. Pelene ble satt i fem grupper, hver på 2 eller 3 peler. Gruppene ble fordelt over hele området som skulle bebygges. Dette innebar at pelene ble rammet innenfor et rektangel på ca. 50 x 80 m. Figur 5 viser prøvepelenes plassering innenfor den pelegruppen de inngår i. Figur 6 viser rammemotstand for alle prøvepelene, basert på antall slag pr. meter synkning. Som det fremgår er rammemotstanden relativt jevn. Den første PDA-målingen var egentlig tenkt utført på slutten av rammingen, men ble av praktiske grunner gjennomført på én dag. Derved hadde pelene stått 3 - 4 dager etter ramming før målingen ble gjort.

Både ved ramming og PDA-målingene ble det benyttet en Banut pelemaskin med et 5 tonns hydraulisk fallodd.



Figur 5 - Utdrag av peleplan, med pelelengder. Prøvepeler 1 - 13



Figur 6 - Rammeenergi for prøvepelene

Tabell 1 - Sluttsynk for prøvepelene og synk ved PDA-målingene.

	Synk pr slag [mm]		
Pel	**Ramming**	**1. målerune**	**2. målerunde**
1	2,5	0,3	0
2	3,8	0,7	0,5
3	3,6	0,6	0
4	3,5	1,0	0
5	2,8	0,3	0
6		4,3	8
7		>8	8
8	4,5	3,3	1,0
9	4	1,3	0,5
10	4,5	4,4	
11	8,8	4,0	2
12	8,6	2,0	1
13	8,5	2,1	2

Tabell 1 viser at målt synk har minket fra nedramming til 1. målerunde. Tallene må imidlertid også sees i sammenheng med tilført energi.

PDA (Pile Driving Analyser)

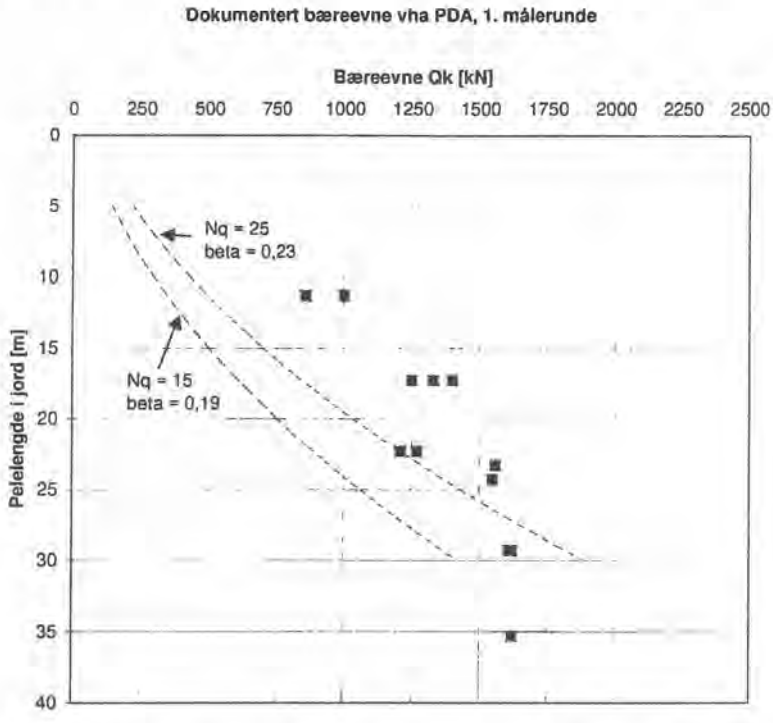
Metoden og instrumentene er utviklet i USA og benyttes mye der. I Europa blir PDA-målinger brukt i Sverige, Danmark, Finland, England, Tyskland, Sveits, Spania og Slovenia. Videre er land som Kina, Singapor og Australia brukere. Det skjer en stadig utvikling på program og utstyrssiden.

PDA-målinger utføres ved at det monteres målegivere ca 1 meter under peletoppen. I det loddet fra pelemaskinen treffer toppen av pelen initieres en bølge i pelematerialet. Påmonterte givere måler spenning og akselleras jon som omregnes til kraft og hastighet. Ved hjelp av CASE-metoden, som baserer seg på endimensjonal bølgeteori, kan spenningsfordelingen i pelen, karakteristisk bæreevne, loddets energitilførsel og anslagshastighet beregnes. Eventuelle brudd eller større skader i pelen kan lokaliseres.

En CAPWAP-analyse vil også kunne gi en fordeling av friksjon langs pelen og spissmotstand.

Resultater fra 1. målerunde

Figur 1 viser resultatene fra første målerunde. Dokumentert bæreevne Qk er plottet mot pelelengder for de forskjellige pelene. For å knytte resultatene opp mot en teoretisk verdi er det valgt å legge inn kurver for bæreevner gitt i Peleveiledningen.



Figur 7 – Sammenstilling av dokumentert bæreevne 1. målerunde.

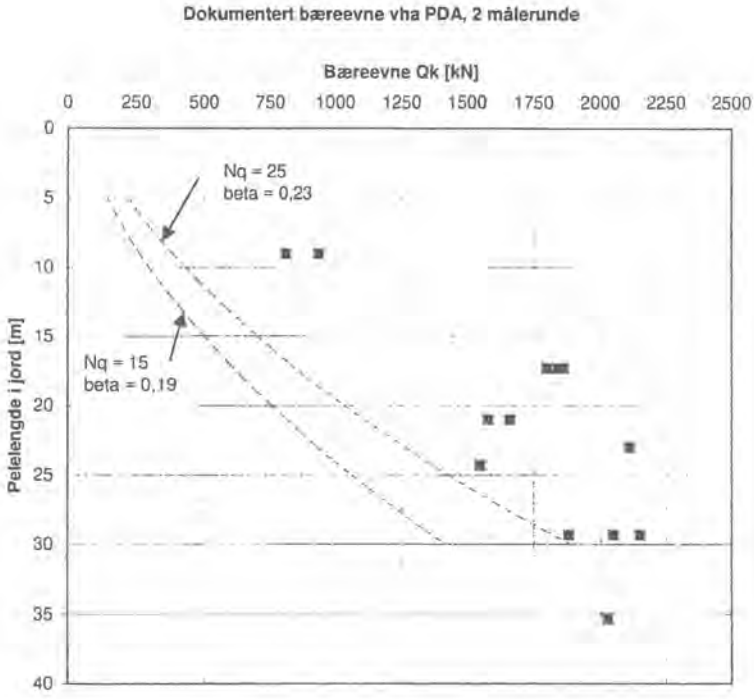
Kommentar:

Resultatene viser en generell økning av bærevnen med dybden og ligger generelt over Peleveiledningens kurver. De lengste pelene, l = 29,3 og 35,3 m i jord, har noe lavere bæreevne enn forventet i forhold til lengden. Det kan skyldes problemer med å oppnå tilstrekkelig bevegelse ved spiss til å dokumentere bæreevnen. Muligens er tilført energi for lav, se avsnittet om usikkerheter. Imidlertid er det fare for at pelen skades hvis det rammes med for store fallhøyder. Da pelene skulle inngå i den senere fundamenteringen av byggene, ble fallhøydene satt til maksimal 0,6 m.

Det er lagt inn 2 kurver som viser teoretisk bæreevne beregnet etter Peleveiledningens metode. Kurven for Nq = 15 og β = 0,19 er lagt inn som nedre grense og Nq = 25 og β = 0,23 som øvre grense. Vi ser at de målte bæreevnene generelt ligger over de teoretiske kurvene, så nær som for de lengste pelene.

Resultater fra 2. målerunde

Figur 8 viser resultatene fra andre målerunde. Dokumentert bæreevne Qk er plottet mot pelelengde for de forskjellige pelene. Til sammenligning er det vist kurver for bæreevne gitt i Peleveiledningen.



Figur 8 – Sammenstilling av dokumentert bæreevne 2. målerunde.

Kommentar:

Bæreevnen øker generelt med dybden. Resultatene er imidlertid noe mer spredte enn ved første målerunde, se figur 7. Generelt har bæreevne økt fra forrige målerunde. Igjen sees en tilsynelatende noe lav bæreevne for pelene med lengde lik 29,3 og 35,3 m. Tilsvarende ble også registrert i 1. målerunde og er kommentert her.

Registrert økning av bæreevne med tiden

Tabellen nedenfor viser resultatene av PDA-målinge for de forskjellige pelene, med prosentvis økning av bæreevnen.

Tabell 2 - Oversikt over målt karakteristisk bæreevne

Pel nr	Lengde i jord [m]	Karakteristisk bæreevne fra PDA-målinger, Qk [kN]		Prosentvis økning i bæreevne	Kommentar
		22.03.99	15.04.99		
1	35,3	1620	2030	25 %	a)
2	23,3	1560	2220	42 %	
3	29,3	1620	1880	16 %	a)
4	29,3	1610	2150	34 %	a)
5	29,3	1610	2050	27 %	a)
6	11,3	1000	940		Pelene var frigravd ca 2 m siden første målerunde
7	11,3	860	810		
8	22,3	1270	1660	31 %	b)
9	24,3	1550	2110	36 %	
10	22,3	1210			Pelene var knekt
11	17,3	1250	1840	47 %	
12	17,3	1400	1800	29 %	
13	17,3	1330	1860	40 %	

Kommentarer

a) Målte bæreevne er lavere enn forventet. Dette sammen med lav synk indikerer at tilført energi var for lav i forhold til pelelengeden. Dette er også diskutert i avsnittet om usikkerheter.

b) Peleentreprenøren rammet med for lav falhøyde på de første slagene. Pelen ble dermed slått løs uten at maksimal bæreevne ble registrert. Det er grunn til å tro at en høyere tilført energi ville gitt høyere bæreevne.

Pel 10 var knekt før andre gangs måling.

Pe 6 og 7 var frigravd 2 m i toppen før andre gangs måling.

Vi ser av tabell 2 at det er registrert en vesentlig økning i bæreevne mellom første og andre målerunde. Tar vi hensyn til ovennevnte kommentarer står vi igjen med 5 peler som gir entydige resultater for første og andre gangs måling. Gjennomsnittlig økning i bæreevne for de fem pelene er ca 40 % på 24 dager.

Tidligere kjente målinger på peler i sand i Norge, Mjøsbrua

I forbindelse med etablering av nye Mjøsbrua ble det utført PDA-målinger på ca 90 m lange stålrørspeler. De var rammet ca 50 m inn i vekslende lag av sand, silt og leire. Pelespissene var rammet godt inn i et sandlag. Resultatene for to av pelene viste etter henholdsvis 44 og 47 dagers konsolidering en økning i bæreevnen på 10 og 43 %.

Usikkerheter

PDA-målinger må alltid vurderes opp mot grunnundersøkelser og tradisjonelle beregningsverktøy.

Det kan være et problem å dokumentere tilstrekkelig bæreevne for lange peler. Det kreves en bevegelse mellom pel og materialet rundt for å mobilisere full skjærstyrke. For lange peler må en dermed ramme ganske hardt for å få tilstrekkelig bevegelse ned mot spissen av pelen. Dette er et problem for betongpeler da pelene ofte skal benyttes som en del av fundamenteringen og tillates dermed ikke skadet. Generelt kan en si at den målte bæreevnen opptil et vist nivå er avhengig av tilført energi. Er tilført energi for lav, vil ikke maksimal bæreevne kunne registreres.

Ved PDA-målinger kan det være et problem at peleentreprenøren har behov for å justere fallhøyder og eventuelt varme opp hydraulikkoljen med noen prøveslag. Dette må i så fall foretas på peler det ikke skal måles på. Friksjonspeler som har grodd fast vil løsne etter noen slag, og dokumentert bæreevne synker tilsvarende. Det er dermed viktig at det første slaget er et godt slag med tilstrekkelig tilført energi.

Ved første målerunde ble det registrert betydelig lavere synk enn det pelerprotokollene viser fra nedrammingen. Det innebærer at pelene allerede ved første gangs måling hadde oppnådd en viss fastgroingseffekt. Det er dermed grunn til anta at den registrerte økningen i bæreevne ville vært større enn de ca 40 % hvis de hadde blitt sammenlignet med målinger utført samme dag som pelene ble rammet.

Prosjekteringen måtte stort sett utføres før resultatene av prøvepelingen forelå

Vi ønsket å vente så lenge som mulig med neste PDA-måling, for å få med mest mulig av den forventede bæreevneøkningen. Fra litteraturen er det eksempler på at bæreevnen har økt i flere måneder etter ramming. Fremdriftsplanen ga oss imidlertid bare ca. 4 uker totalt fra prøveramming til prøvepelene på nytt måtte slås på. I mellomtiden fortsatte prosjekteringen og peleplaner ble utarbeidet. Vi brukte resultatene fra de første målingene og antok at bæreevnen ville øke ca. 20 %. Da resultatene fra de nye målingene forelå, og de i gjennomsnitt for alle pelene viste ca. 30 % økning, var vi svært fornøyde, og det ble ikke foretatt nevneverdige justeringer i peleplanen. Nærmere studier av måleresultatene viser, som nevnt ovenfor, at det bare er 5 av de 13 pelene som kan sies å ha gitt entydige resultater også ved annen gangs måling, og for disse 5 pelene var den gjennomsnittlige økning så mye som ca. 40 %.

Tabell 3 på neste side viser hvilke pelelengder som ble valgt ved utvidelsen av smelteverket og hvilke dimensjonerende bæreevner som ble brukt. Samtlige peler er av type P 270 MA, dvs. at de har kvadratisk tverrsnitt med sidekant 270 mm. Pelene er påsatt grussko, dvs. en stålplate uten spiss.

Tabell 3 - Oversikt over peler brukt ved fundamenteringen

Pelelengde (m)	Dimensjonerende bæreevne (kN)	Antall peler av hver lengde	Samlet pelelengde (m)
12	500	42	504
18	1000	126	2268
24	1200	216	5184
36	1200 *)	1	36
	Totalt	**385**	**7992**

*) Prøvepel nr. 1, bæreevnen er satt lik den for 24 m lange peler

Ved endelig fastlegging av dimensjonerende bæreevne ble det brukt en ekvivalent materialkoeffisient $\gamma_e = 1{,}6$. Det påviste humusholdige laget mellom 5 og 6 meters dybde gjorde at vi ikke kunne regne med noen bæreevne over 6 meters dybde, og dette gjenspeiles i den forholdsvis lave bæreevnen for pelene med 12 meters lengde.

Betydelig reduksjon i fundamenteringskostnader for ovnsfundamentet

Det er generelt vanskelig å sammenligne kostnader for fundamentering av tidligere byggetrinn med kostnader for den pågående utbygging fordi anleggene er så forskjellige. Smelteovnene er imidlertid ganske like, både i vekt og utforming, og er derfor mulige å sammenligne. Ovn 1 og 2 er begge fundamentert på 100 trepeler med 12 meters lengde, mens den nye Ovn 3 er fundamentert på 20 betongpeler med 24 meters lengde. Dette gir en reduksjon på 60 % i totalt antall løpemeter peler og en kostnadsreduksjon på ca. 35 %. Det skal riktignok bemerkes at fundamentet for den nye ovnen er noe lettere enn de gamle. Hadde man hatt resultatene fra prøvepelene på et tidligere tidspunkt i prosjekteringen, ville det vært mulig å få til en ytterligere reduksjon i fundamenteringskostnadene.

Hvorfor øker bæreevnen med tiden og hvor lenge øker den?

I forbindelse med prosjekteringen og foredraget har vi funnet frem en del relevant litteratur. Det er mange som har gjort omfattende studier og teoretiske utredninger for å få svar på hvorfor bæreevnen øker med tiden, men det er fremdeles stor uenighet blant ekspertene. For oss som prosjekterer er det viktig at man kan dokumentere at det virkelig skjer en økning med tiden, slik at vi kan utnytte dette "fenomenet".

Hvor lenge økningen varer har man noe dokumentasjon av, og det er eksempler på at bæreevnen øker i flere måneder. Imidlertid synes det klart at økningen etter ca. én måned er svært liten, og den har derfor i de fleste tilfeller ikke særlig praktisk betydning.

PDA er et effektivt redskap, men man kan ikke stole blindt på elektronikken

Det er innlysende at bruk av PDA er effektivt og billig, sammenlignet med prøvebelastning. Imidlertid bør man være forsiktig med ukritisk bruk av metoden. Prøvebelastning vil alltid komme til å være en sikrere metode, men for å få prøvet mange peler må man ha et omfattende prøvebudsjett, og dessuten ofte mer tid enn det som er til rådighet. I dette tilfellet forelå det heldigvis resultater fra prøvebelastning i området. PDA-målingene viste god overensstemmelse med disse, når det tas hensyn til pelenes ulike dimensjoner og de ulike måletidspunktene.

Til slutt en oppfordring til alle som er involvert i pelearbeider: Prøv å bli flinkere til å rapportere resultater av målinger, slik at grunnlaget for fremtidig prosjektering blir bedre og sikrere!

Referanser

Abu Kiefa, M. A. (1998): General Regression Neural Networks for Driven Piles in Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, December 1998.

Axelsson, G. (1998): Long-term Increase in Shaft Capacity of Driven Piles in Sand. *Proceedings, Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, USA.*

Chow, F. C., Jardine, R. J., Brucy, F. og Nauroy, J. F. (1998): Effects of time on capacity of pipe piles in dense marine sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, March 1998.

Randolph, M. F. (1985): Capacity of piles driven into dense sand. *Rep. Soils TR 171, Engrg. Dept., Cambridge University, Cambridge, U.K.*

NOTEBY AS (1970): Tinfos Jernverk A/S, Øye Kvinesdal. Industriområde. Prøvebelastning av peler. Oppdrag nr. 8006, rapport nr. 4.

NOTEBY AS (1990): Tinfos Jernverk A/S, Øye Smelteverk. Øye Smelteverk – Ny ovnshall for ovn 3 og 4. Datarapport. Rapport nr. 34230-1, datert 26 juni 1990.

Simonsen, AS, Jensen, HP: Dynamic measurement of piles and piers. *Symposium 6 at the 1983 ASCE Spring Convention. Philadelphia*, USA, May 1983. Preprint

25 m dyp støpegrop utført med jet-peler inne i fabrikkhall

Sivilingeniør Gunnar Aas
AKS-prosjekt as

Sammendrag

Denne artikkelen beskriver utførelsen av en ny støpegrop for aluminium for Norsk Hydro i Øvre Årdal i 1998/99. Prosjektet omfattet en konstruksjon som gikk 27 m ned under gulvet i en eksisterende fabrikkhall. Det skulle hele tiden være full drift i hallen, hvilket innebar ekstremt liten plass for anleggsutstyr, en kran som stadig passerte over arbeidsstedet og i tillegg svært strenge sikkerhetskrav. Brønnen er også plassert helt inntil et tungt belastet fundament i dybde 2,2 m under gulvnivå.

Byggeprosjektet ble løst ved hjelp av en spesiell metode som er utviklet i Norge, og som muliggjør utstøping av konstruksjonsbetong nede i grunnen uten forutgående utgraving og forskaling. En nærmere beskrivelse av metoden er gitt i det etterfølgende.

Summary

This paper describes the construction of a new casting well for aluminium for Norsk Hydro at Øvre Årdal in 1998/99. The project involves a structure reaching down to 27 m below floor level which had to be built inside a factory in full operation. Space for construction was extremely limited and account had to be taken both of substantial loadings from a travelling crane which frequently passed over the site and of an adjasent column founded 2,2 metres below floor level. Security demands at the site were also very stringent.

The structure was successfully established by help of a particular method which was developed in Norway which makes it possible to cast structural concrete in a soil without preceding excavation and formwork. The method is further described in the paper.

Prinsipp ved anvendt metode.

Egentlig er betegnelsen jet-pel et litt uoffesielt navn som innbefatter to forskjellige metoder, henholdsvis J-2 metoden som benyttes i friksjonsmasser og EC-1 metoden som brukes i leire. Da grunnforholdene i Øvre Årdal består av sand og grus med noe stein og blokk, var J-2 metoden et naturlig valg for utførelsen av støpesjakten.

Produksjonsutstyret (Fig. 29.1) består av sementsilo, blandeverk for injiseringsmasse, høytrykks vannpumpe, kompressor og borerigg. Borstrengen har en spesiell utviklet utrustning i enden. Denne "monitoren" har 7 ulike munnstykker. I enden er det foruten en

borkrone plassert 3 munnstykker for spyling med luft og vann vertikalt eller skrått utover under nedboring. Øverst på monitoren sitter to diametralt plasserte dyser for erosjon med luft og vann i horisontal retning under produksjon av en pel. Litt lengre nede sitter et tilsvarende par dyser for innspyling av injeksjonsmasse (grout). Injeksjonsmassen består av en blanding av sement, vann og diverse additiver. Endelig inneholder monitoren en akkustisk måler som kan gi registrering av oppnådd pelediameter når man driver i leire.Vann, luft og injiseringsmasse mates fra terrengoverflaten via en svivel gjennom borstrengen som har 3 separate kanaler; herav navnet "triopipe".

Under nedboring er de to parene med dyser for horisontal spyling stengt. Man registrerer kontinuerlig nedføringshastighet, spyletykk, mengde spylevann samt matetrykk. Ut fra disse data, som mates inn i en regnemaskin, beregnes fra et program basert på teori og empirikk, jordartens fasthet og homogenitet. Disse opplysningene er igjen bestemmende for valg av de forskjellige parametere som skal sikre mest mulig ensartet kvalitet og diameter ved produksjon av pelen. Disse produksjonsparametere, som velges automatisk på grunnlag av inngangsdata, er henholdsvis rotasjonshasighet, opptrekkshastighet, erosjonstrykk/mengde samt injiseringstrykk/mengde og densitet.

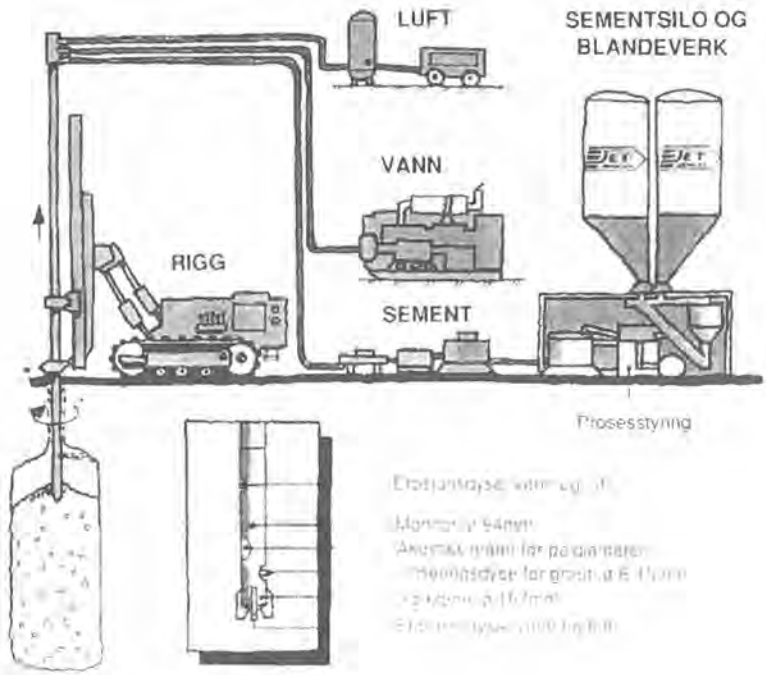


Fig. 29.1 Produksjonsutstyr for J-2 jetinjiseringsmetoden

Når monitoren er kommet til ønsket dybde, stenges dysene i nedre ende av monitoren,og man starter erosjon og injisering samtidig med at borstrengen roteres og trekkes opp i samsvar med beregnede parameterverdier. Det etableres en pel ved at jetstrålen bryter ned jordens kornskjelett, samtidig som injiseringsmassen pumpes inn i det oppløste jordvolum og blander seg med dette. Under prosessen strømmer overskuddsmasser bestående av finkornig jord, vann og en del sement opp langs borstrengen og samles opp over terreng.

Det er mulig å utføre peler ved denne metode med kontrollerbar diameter opp til 2,5 m. Betongtrykkfastheten ved grunnforhold bestående av grus/sand kan styres og kontrolleres i området opptil 25 MPa.

For å kunne påvise at peler under produksjon har oppnådd en god kontakt mot nabopel eller andre konstruksjoner (for eksempel spuntvegg), anvendes et spesielt utviklet system som senser energien i erosjonsstøyen. Prinsippet er at man plasserer en lavfrekvent og en høyfrekvent vibrasjonsmåler i toppen av den konstruksjon som blir satt i svingninger når den treffes av jetstrålen. Man "lytter" seg altså til at erosjonen er tilstrekkelig til at det blir god kontakt med nabopel eller vegg. For øvrig lagres alle registreringer som gjøres under opptrekking , de presenteres som kurver og danner til sammen et relativt sikkert grunnlag for å fastlegge de enkelte pelers geometri. Skulle det ved et uhell skje at en pel lokalt får en betydelig innsnevring, vil dette bli registrert og nøye lokalisert, slik at skaden kan bli reparert ved at nabopelen utføres med en tilsvarende lokal utposning, eller ved en ekstra pel.

Prosjekt

Det aktuelle prosjekt er en hydraulisk støpemaskin for aluminium, som for uten å øke støpekapasiteten ved Verket betydelig, også skal gjøre det mulig å støpe ut blokker i betydelig større lengder, opp til 9 m. Flytende aluminium vil bli fyllt i formene på toppen litt over gulvnivå (Fig. 29.2). Ved start støpeprosess står den hydrauliske sylinder og toppplaten som bærer det flytende metallet i toppstilling. Etter hvert som metallet størkner på overflaten i den vannfylte brønnen, senkes platen med blokkene , mens det suksessivt etterfylles med flytende metall på toppen inntil endelig lengde på blokkene er oppnådd. En slik støpeprosess vil ta ca 1 time og 40 min.

Valgt utførelse

Etter at man sammen med byggherren hadde vurdert og forkastet andre utførelsesmetoder som spunting (rystelser, setninger, plassmangel) og frysing (fare for betydelig strømningshastighet på grunnvannet), ble en utførelse med J-2 peler valgt. For å spare tid valgte man her å forbore til full dybde for triopipen med odex 200 i stedet for å spyle seg ned ved hjelp av monitoren. Foringsrøret ble så trukket før man startet opptrekket av triopipen. Bruk av foringsrør gjør at man mister muligheten for å kartlegge grunnen under nedboring, og fører derfor til at man må være noe konservativ ved valg av produksjonsparametere. Da man ikke disponerte stort mer areal enn det som skulle bebygges, var det kun plass til selve boreriggene på byggestedet. Det bød imidlertid ikke på noen problemer at de øvrige anlegg for luft, vann, sement, injiseringsmasse med mer var plassert i en viss avstand fra arbeidsstedet.

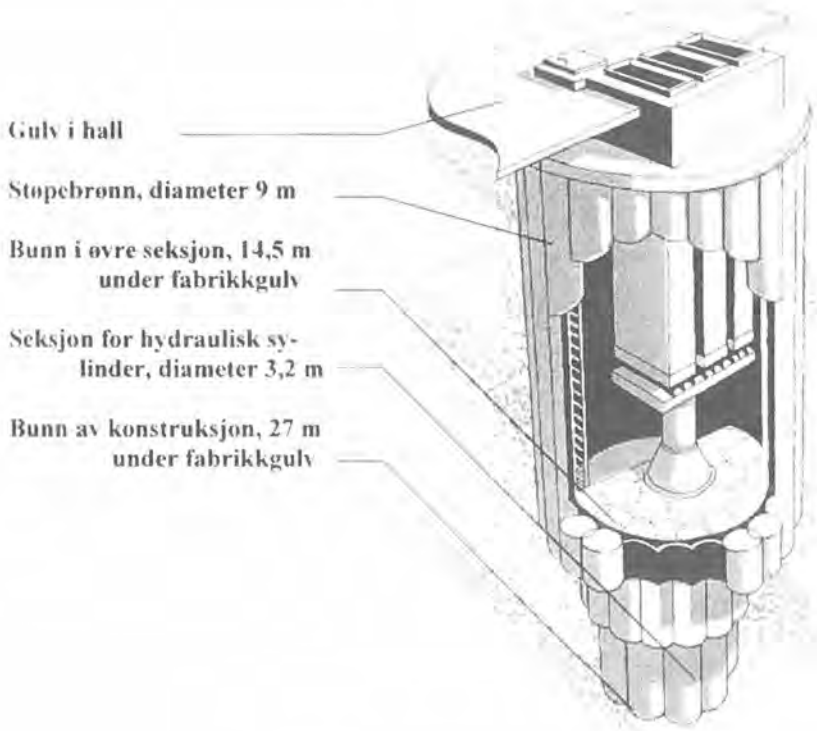


Fig. 29.2 Hydraulisk støpemaskin

Arbeidene med sjakten skulle omfattet følgende operasjoner (Fig. 29.3):

1. Skjæring av betonggulv på kote 35,0 m og avgraving til kote 31,7 m. Langs omkretsen av den brønn som skal lages, anlegges en overflategrøft for oppsamling av overskuddsmasser.

2. Det etableres 28 peler med diameter 1,35 m og innbyrdes senteravstand 1,15 m, slik at de til sammen danner en sammenhengende sirkulær vegg med topp på kote 30.0 m (i nivå med grunnvannsstanden) og fot på kote 17,5 m. Innvendig diameter i sjakten er 9,0 m og minimum veggtykkelse ca 0,75 m. I første omgang tas annen hver pel, slik at man kan sikre en tett vegg ved å gjøre de eventuelt nødvendige justeringer av produksjonsparameterne ved utførelsen av mellompelene.

3. Etablering av 10 peler med diameter 1,80 m og senteravstand 1,60 m som danner vegg i nedre sjakt med innvendig diameter 3,2 m. Disse pelene har topp på kote 20,5 m og fot på kote 8,0 m, dvs. 27 m under gulvnivået i hallen.

4. Etablering av 20 peler med diameter 1.70 m og senteravstand 1,50 m som sammen med de forangående pelene danner en tett bunn i støpebrønnen. Disse pelene har topp på kote 20,5 m og fot på kote 16,5 m.

5. Etablering av 7 peler i dybdeintervallet mellom kote 8,0 m og 10,0 m som bunn i nedre sjakt. Seks av pelene har diameter 1,60 m og senteravstand 1,35 m og utgjør en sylinder, mens den siste pelen med diameter 1,50 m er plassert i sentrum av denne sylinderen.

6. Utgraving av massene i sjakten med suksessiv inspekjon av vegger og tetting av eventuelle lekkasjer ved hjelp av etterinjeksjon.

Entreprenørservice AS har vært totalentreprenør, har hatt produksjonsansvaret og holdt mannskapene for arbeidene. Utstyr og ekspertise for utførelse av pelene har vært innleid av Jetgrunn 2000 AS. Det kan nevnes at all registrering og informasjon under produksjonen av pelene ble overført direkte ved hjelp av modem og radiolink, slik at kontroll og kvalitetssikring kunne gjøres på en skjerm i Skien.

Statiske beregninger

For en sjakt som går ned til 20 m under grunnvannsstanden, representerer oppdrift et problem og har vært medbestemmende ved valg av dimensjoner på pelene. Med den valgte løsning er laveste beregningsmessige sikkerhet mot oppdrift 1,15. Dette gjelder for en tenkt tilstand rett etter ferdig utgraving uten vann i sjakten. I permanenttilstanden vil støpebrønnen være belastet med forskjellige konstruksjoner som øker sikkerheten betydelig.

Med de veggtykkelser det er snakk om her, representerer trykkspenninger i betongen (LC 15) ingen problemer. Siden det er en uarmert betongkonstruksjon, er det i midlertid viktig å utforme konstruksjonen slik at det ikke oppstår områder med strekk eller uakseptable skjærkrefter. Herunder er det viktig å dokumentere at vertkallastene kan opptas om trykkbuer i områdene hvor det er betydelige tverrsnittsforandringer på konstruksjonen. Fig. 29.4 viser i prinsipp hvordan dette forhold er behandlet henholdsvis ved lastoverføring fra bunnpropp til nedre sylinder og ved overgangen fra nedre til øvre sylinder.

I det første tilfelle betraktes en valgt rimelig enveisbue innenfor betongtverrsnittet. Denne er belastet av det oppadrettede såletrykk som gir en trykkbue med resulterende opplagerkrefter V og H vertikalt og horisontalt. Det kontrolleres så for det første at trykkbuens tverrsnitt har en kapasitet på trykk som er større enn H, dernest at denne horisontallasten kan opptas av et samlet jordtrykk utenfor veggen innen et relativt begrenset dybdeintervall. Derved kan man fastslå at den horisontale opplagerkraften ikke kan introdusere noe strekk i sylinderveggen. Det kontrolleres også at skjærkraften V kan opptas av mobilisert friksjon i fugen mellom bunnpropp og sylindervegg.

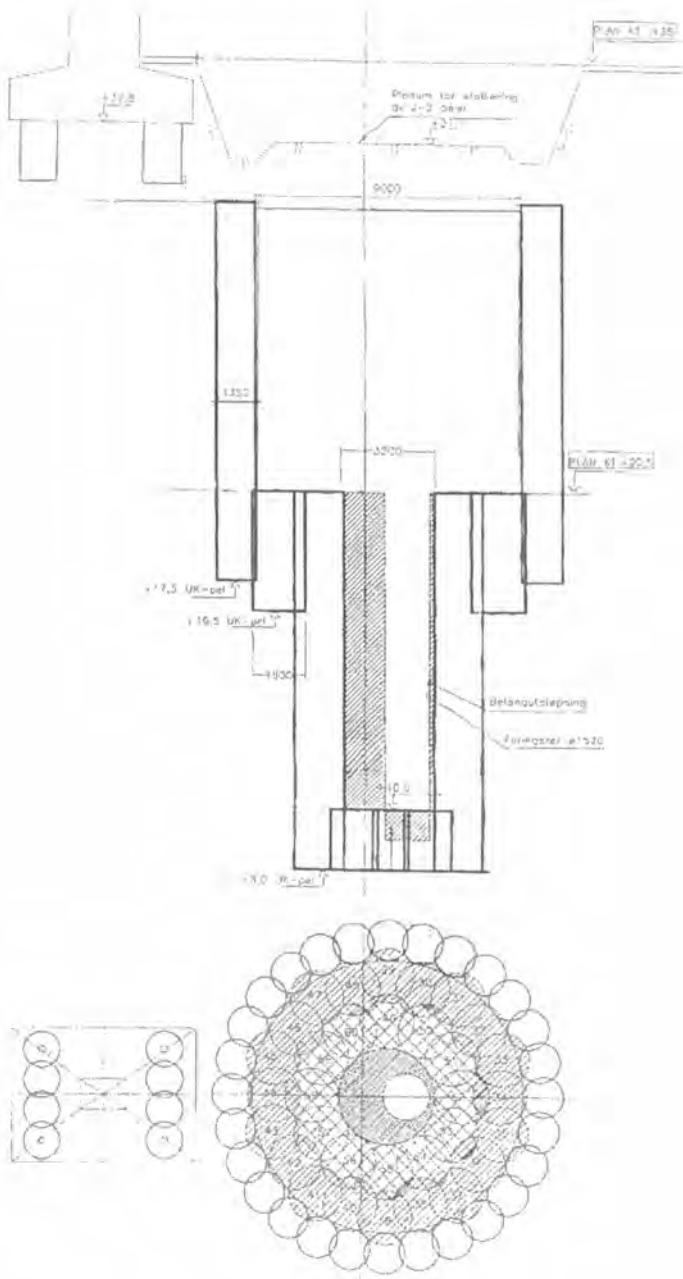


Fig. 29.3 Konstruksjon av J-2 peler

I det andre tilfelle ved overgangen mellom de to sylinderne er det i beregningsmodellen benyttet fagverksanalogi. I knutepunkt A i nedre sylinder blir det dannet en horisontal trykk-komponent mot veggen som lett opptas av det massive betongtversnittet. I knutepunkt B i øvre sylinder vil virkningen av den horisontale opplagerkraften være en utadrettet last på veggen. Så lenge lasten imidlertid kan opptas av et utvendig jordtrykk over en begrenset høyde, vil den ikke føre til netto strekk, men kun en redusert trykkspenning i veggen.

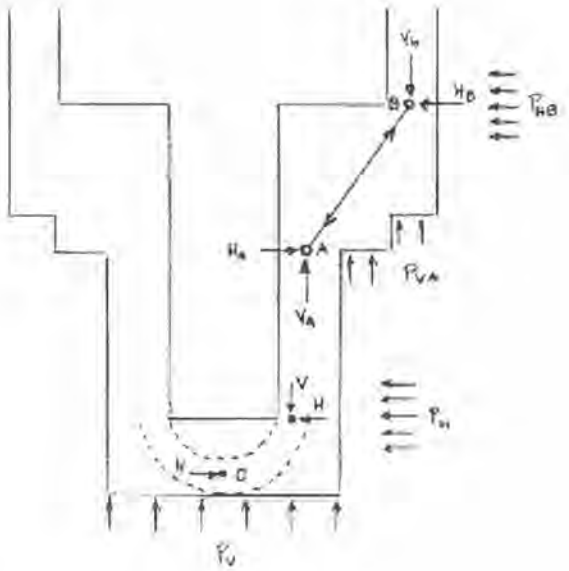


Fig. 29.4 Transport av vertikallaster gjennom konstruksjonen

Erfaringer fra byggingen av støpebrønnen.

Det oppstod noen driftsproblemer i startperioden, dels som følge av at mannskapene ikke hadde den nødvendige erfaring med denne type arbeid, dels på grunn av steininnhold i massene og dels på grunn av de generelt vanskelige arbeidsforholdene. Problemene medførte at noen få peler i øvre ring fikk et innsnevret tverrsnitt på nederste parti. Det er imidlertid betegnende for metoden at disse avvik ble registrert i forbindelse med utførelsen, og problemet løst ved at man i det angjeldende dybdeintervall enten utførte nabopelen med økt diameter eller satte en ekstra pel utenfor veggen. På ett slik sted viste det seg under utgravingen å være en relativt beskjeden vannlekkasje like over bunnen av øvre sylinder.

Etter en viss innkjøringsperiode gikk arbeidet greitt. Man produserte da en 12,5 m lang pel i øvre eller nedre sylinder på 5,5 time, eller 5 peler hver uke. De 20 pelene med lengde 4 m som danner overgangen mellom de to sylinderne, ble utført på 6 arbeidsdager. Ved den

etterfølgende utgraving ned til kote 20,5 m kunne man konstatere at veggen stort sett hadde den forutsatte geometri og tetthet.

Ved utførelsen av bunnproppen ble det ved en beklagelig misforståelse satt 5 i stedet for 7 peler. Derved fikk man fire små arealer som ikke ble tettet ved de valgte pelediametere. Det ble her forsøkt boret gjennom bunnproppen for å etablere underliggende korte peler som tiltak for tetting, dog uten å lykkes. Under utgravingen av nedre sylinder, som skjedde med vannspeilet stående på ca kote 20 m, skjedde det et plutselig innbrudd av vann og sand like før man nådde ned til bunnproppen. Herunder steg sandnivået i sjakten fra anslagsvis kote 11 m til ca kote 14 m. I stedet for å forsøke å lokalisere og reparere lekkasjestedet, ble følgende løsning valgt:

Man boret et vannfylt GH foringsrør med diameter 1520 mm ca en meter ned i bunnpluggen, tømte røret for sand og støpte ut med betong i bunnen. Røret ble så fastgjort i den pelede sjakten ved at hulrommet mellom rør og vegg ble utstøpt. Inne i GH-røret ble det plassert et nytt stålrør med tett bunn som skulle romme den hydrauliske sylinderen.

Det ble mye diskutert om hvorvidt det var behov for en støpt vegg innenfor jet-pelveggen i støpebrønnen. Resultatet var at det ble valgt en 300 mm armert vegg dimensjonert for vanntrykk (Fig. 29.5). En av hovedgrunnene for dette valg var faren for riss på grunn av de høye innvendige temperaturene som vil oppstå i brønnen.

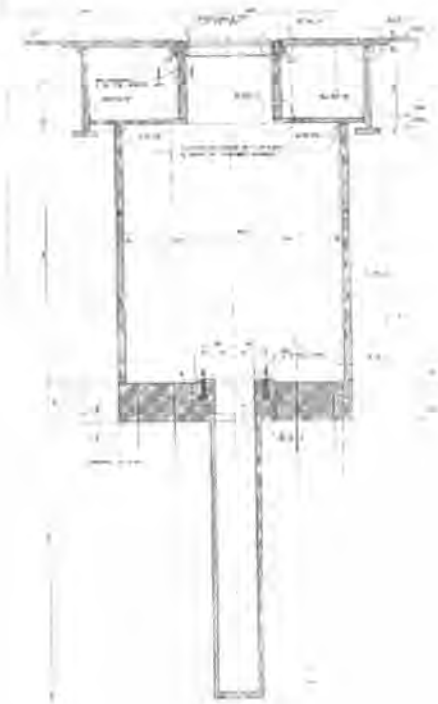


Fig. 29.5 Ferdig støpesjakt

Søylefundamentet like inntil sjakten bærer en kranbanedrager i betong som er meget stiv og som derfor tåler tilnærmet null setning. Det var på forhånd planlagt å omfundamentere søylen på fire stålkjernepeler til fjell. For å sikre tilstrekkelig overføring av fundamentlasten til stålkjernepelene skulle disse gyses fast i J-2 peler med lengde 2 m. Av forskjellige grunner ble denne omfundamentering ikke utført, uten at dette har medført målbare setninger på fundamentet.

Til tross for at det har vært noen problemer underveis, har oppgaven blitt løst på en tilfredsstillende måte. De som er ansvarlig for prosjektet fra Norsk Hydro's side, har under hele arbeidets gang vært sterkt engasjert i arbeidene. De har opptrådt som en positiv samarbeidspartner, og har hatt full forståelse for at dette representerer et pionerarbeid hvor ikke alt er rutinemessig og forutsigbart. Det synes således aktuelt å benytte den samme metode også ved tilsvarende prosjekter ved andre av Norsk Hydro's anlegg i Norge.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

FUNDAMENTERING PÅ FYLLINGER AV EKSPANDERT POLYSTYREN - 10 ÅRS ERFARING

Senioringeniør Roald Aaboe, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet
Overingeniør Anne Braaten, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet

Sammendrag

Etter at metoden med bruk av Ekspandert polystyren (EPS) som lett fyllmasse ble introdusert for nærmere 30 år siden i Norge har det siste 10 året ført både til økt bruk internasjonalt og til introduksjon av stadig flere bruksmåter. I tillegg til reduksjon av vertikallast kan fordelene ved å benytte EPS også omfatte redusert horisontalbelastning, kompensert fundamentering for bygg, vertikale endeavslutninger, lastreduksjon på betongrør, midlertidige omlegginger og redusert byggetid.

Denne artikkelen tar for seg spesielle løsninger med bruk av EPS som underlag for brulandkar. Det er beskrevet 3 eksempler i tillegg til et skalaforsøk.

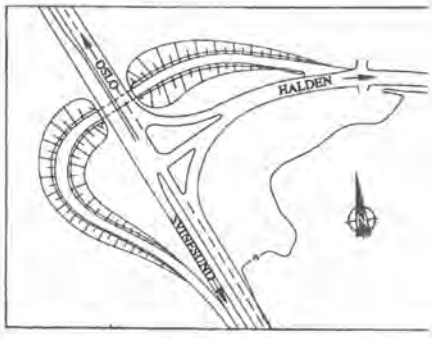
Summary

Some 30 years of experience with Expanded Polystyrene (EPS) as a lightweight filling material have brought about both a wider use on a global scale and introduction of a number of different design applications. In addition to reduced vertical loads, advantages from using EPS may also include reduced horisonal loads, simplified designs and increased speed and ease of performing construction activities.

This article describes special applications of EPS support for bridge abutments. 3 examples and one scale test are mentioned.

Løkkeberget bru - Midlertidig bru fundamentert på en EPS-fylling

Orientering om prosjektet



Figur 1. Oversiktskart

Figur 2. Tilløpsfyllinger av EPS

Løkkeberg bru er en enfelts Acrow stålbru med et spenn på 36,8 m som krysser E 6 og betjener sydgående trafikk på Rv 21 fra Halden. Brua ble åpnet i 1989 som en midlertidig løsning for å redusere ulykkesomfanget på det meget farlige enplanskrysset. Den skulle etter planene fjernes i løpet av 3 - 5 år i forbindelse med bygging av ny E 6 forbi Svinesund. Brua er fortsatt i drift 10 år etter fullførelsen og det er først i 1999 oppnådd enighet om linjevalg for kryssing av riksgrensen.

Figur 1. Forskalingsarbeid for brulandkar i EPS fylling

Bru og ramper ble prosjektert i et område med bløte noe forkonsoliderte leiravsetninger hoved-sakelig kvikkleire av tykkelse mellom 6 og 16 m.

For å sikre stabiliteten samt unngå uakseptable setninger, ble det på et tidlig tidspunkt bestemt å benytte ekspandert polystyren (EPS) i tilløpsfyllingene. Siden løsningen er midlertidig ville dette også gi oss muligheter til benytte blokkene om igjen i andre prosjekter.

Landkaret var planlagt på peler til fjell. For å dra nytte av EPS materialet som var planlagt i fyllingen ble det vurdert å plassere landkaret direkte på EPS fylling. Beregninger viste at en fundamentering direkte på EPS fyllingen var mulig, dersom blokkene kunne tåle en vertikal belastning på 60 kN/m² eksklusiv dynamiske laster.

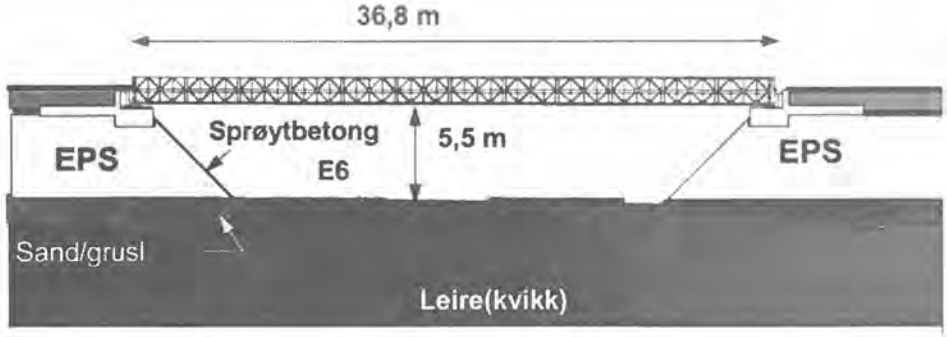


Fig. 4 Lengdeprofil Løkkeberg bru

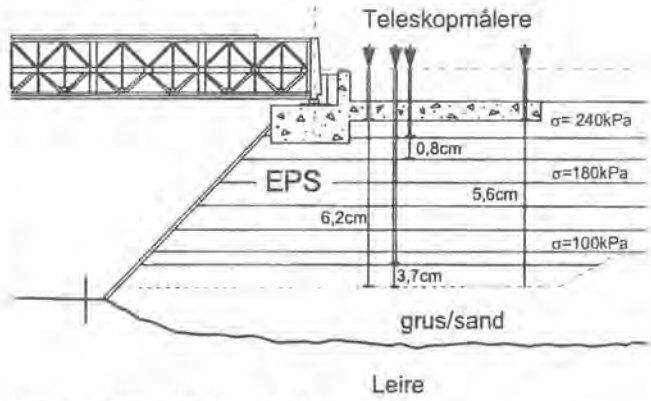
Fyllingshoder av EPS og landkar er dimensjonert og utformet for å oppta både vertikale og horisontale laster inkludert bremsekrefter. Mellom EPS blokkene er det regnet med friksjons-koeffisient $\mu = 0,5$, mens det mellom EPS blokkene og betongfundamentet og EPS blokkene og underliggende grusmasser er benyttet $\mu = 0,7$. Begge brulandkarene er fundamentert på henholdsvis 4,5 og 5 m høye EPS fyllinger. I det øvre EPS laget under brufundamentet er det

benyttet trykk-styrke på σ =240 kPa (40 kg/m³). I den resterende øvre halvdel av fyllingen er det brukt en trykkstyrke på σ = 180 kPa (30 kg/m³), mens det i den nedre halvdel er benyttet vanlig lett fyllings-kvalitet med en trykk-styrke på σ = 100 kPa/m² (20 kg/m³). Denne kvaliteten er også brukt på tilløpsfyllingene. Det er støpt en trykkfordelingsplate i betong (10 cm) over EPS fyllingen og i midten av fyllingen (avretting). Landkarsfundamentets areal er 7,4 x 7,5 m med en tykkelse på 100 cm under brulagrene og 50 cm på resten. Brua, som veier 68 tonn, ble heist på plass med en 225 tonns kran ved hjelp av løftebjelker. Sprøytebetong ble sprøytet direkte på fronten av EPS fyllingen (mot E 6), mens det på sideskråningen ble benyttet vanlige jordmasser. Total overbygningstykkelse over landkarsfundamentet er 80 cm.

Instrumentering og oppfølging

Konstruksjonen har gitt oss gode muligheter for oppfølging med forskjellige målinger.

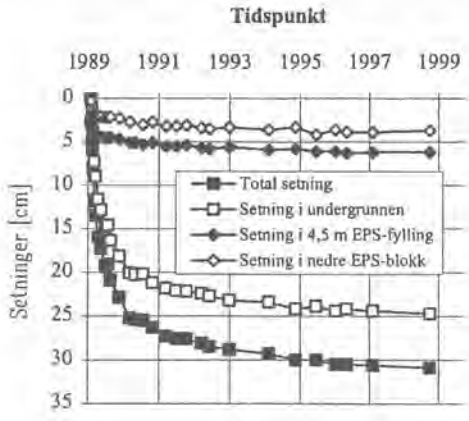
Deformasjoner har blitt målt med teleskopmålere gjennom EPS laget både under anleggs-arbeidene og fram til nå 10 år etter. I tillegg er det montert slangesetningsmålere i 2 forskjellige nivåer for å se på deformasjoner i tverrprofilet.



Figur 5 Deformasjon i EPS laget

Det er foretatt setnings-observasjoner på 3 steder under fundamentet i lengdeprofilet. Disse gir godt samsvar når det gjelder de totale setningene og deformasjon i hele EPS fyllingen.

10 år etter at konstruksjonen ble fullført har det blitt registrert små deformasjoner i hele EPS laget på ca 6 cm (1,3% av EPS fyllingens høyde) se fig 5. Storparten av deformasjonene i EPS laget kom umiddelbart ved pålastning. Krypdeformasjonene for hele fyllingshøyden av EPS er svært liten og langt mindre enn den aktuelle lasten skulle tilsi utifra teoretiske betraktninger av Magnan & Serratrice, fig 11. Omtrent halvparten av den totale deformasjonen 3,7 cm eller 6% deformasjon er målt i den nederste 60 cm blokken med EPS. Denne målte deformasjonen i det nederste EPS laget skulle i henhold til teoretiske betraktinger for EPS materiale tilsi store kryp-deformasjoner, noe som ikke er registrert. Tvert imot måles det forholdsvis lite kryp som vist i fig 6.

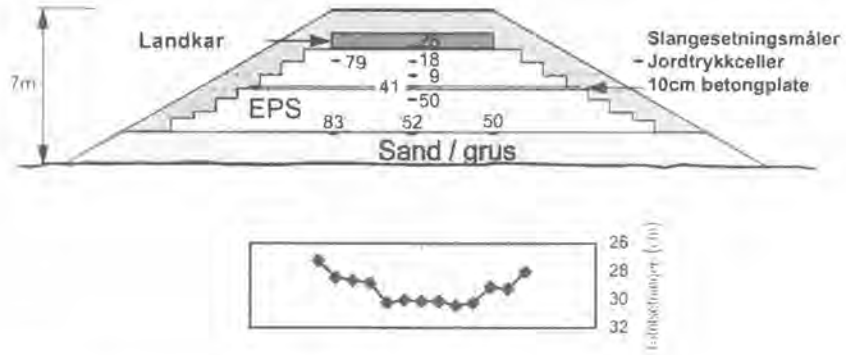


Figur 6. Setninger og deformasjon av EPS i 10 år.

Totalsetningene (inkludert deformasjonen i EPS blokkene) i bruksperioden var beregnet til totalt 30 cm i brukstiden for

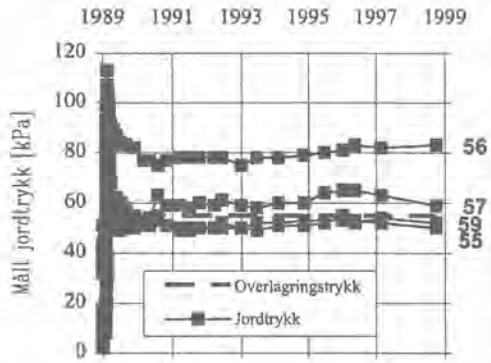
konstruksjonen. Etter 6 år var det registrert setninger i denne størrelsesorden og brua ble jekket opp med 30 cm for å oppnå tilstrekkelig fri høyde med tanke på at brua vil være i bruk i mer enn 5 år til inntil ny Svinesundforbindelse er bygget.

For å studere spenningsfordelingen gjennom EPS fyllingen ble det plassert 7 jordtrykksmålere i forskjellige nivåer i EPS fyllingen og 3 målere i sandlaget under EPS fyllingen. Observasjonene viser at spesielt for de cellene som ligger i EPS fyllingen er det randeffekter (samvirke EPS/jordtrykkceller av stål) som influerer på spenningsresultatene, fig 6.



Figur 7 Spenningsfordeling i EPS fylling, Løkkeberg bru.

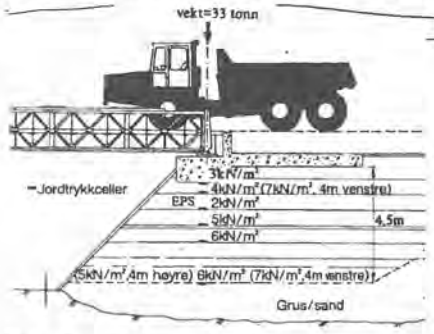
Målingene samsvarer bra med overlagringstrykket og de deformasjonene som er målt i EPS fyllingen, spesielt i nedre halvdel.I fig 8 er målingene utført i sandlaget under fyllingen vist (celle 55,56 og 57) samt en måling 2 m høyere i EPS laget (celle 59). I øvre halvdel av EPS fyllingen er det målt vesentlig lavere vertikalspennning enn man kunne forventet under midten av landkaret. Derimot viser målinger under hjørnet av landkaret vesentlig høyere spenninger enn man kunne ha forventet.



Figur 8. Jordtrykksmålinger over en 10 årsperiode

Både spenningsfordeling og deformasjoner indikerer at vertikalspenningene er redusert i en sone under landkaret. Det er også registrert en reduksjon av spenningene over tid. Dette kan forklares med at setningene i undergrunnen som følge av vertikallasten er størst i midten. Det sees tydelig ved avlesning av slangesetnings-målerne (fig 7)gjennom tverrprofilet av vegfyllingen hvor de største deformasjoner måles i midten av vegfyllingen.

Å forklare lastkonsentrasjonene under det nederste laget og den dertil store initielle deformasjonen i det nederste laget er vanskeligere. Inntil videre er konklusjonen at det fortsatt er mekanismer i slike fyllinger som ikke er kjente.



Figur 9

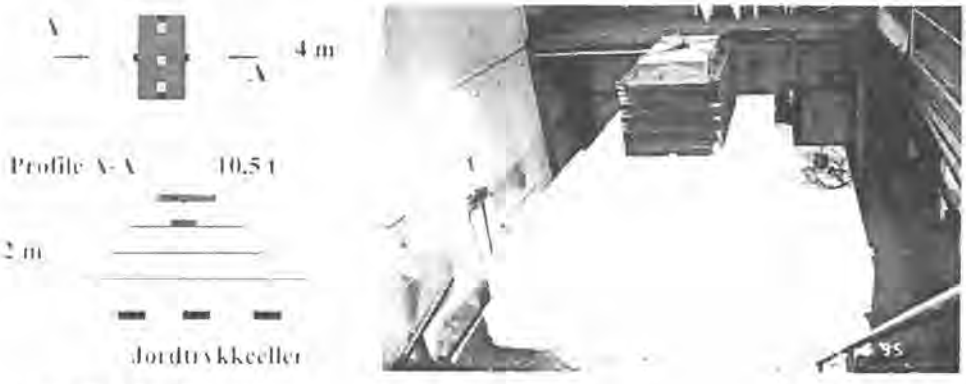
Jordtrykksmålingene har blitt verifisert ved at man i ettertid plasserte fullastet dumper (33tonn) over landkaret. I det tilfellet hvor dumperen står med hele tyngden på fundamentet skulle dette tilsi en spenningsøkning på 6 kPa. Fig 9 viser en god sammenheng med målingene før pålastningen og at vi også her har en tendens til reduserte vertikalspenninger i området under fundamentet.

Det er viktig å understreke at denne brufundamenteringen i en EPS fylling ser ut til å være svært vellykket teknisk sett. 10 år etter åpningen fungerer bru og fylling på en utmerket måte.

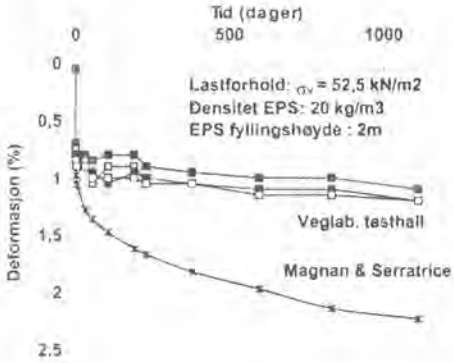
Skalaforsøk - Måling av deformasjon og spenningfordeling i en EPS fylling

Veglaboratoriet gjennomførte i etterhånd av Løkkeberg bru 4 belastningsforsøk i kontrollerte former i forsøkshallen på Vegteknisk avdeling / Vegdirektoratet for bl.a å se på kryp-deformasjoner og spenningsfordeling gjennom en EPS fylling under forskjellige belastninger (Intern rapport 1645 fra Veglaboratoriet). De 3 første forsøkene var av relativt kort varighet (inntil 3 måneder) og viste i hovedsak at ved meget store laster (opp i mot 100 kN/m^2) fikk man store plastiske deformasjoner i øverste blokk på en 3 m høy fylling i tillegg til at eksentrisitet førte til ytterligere deformasjon. Deformasjonene i resten av fyllingen var vesentlig mindre enn man kunne ha forventet.

I det siste forsøket ble det bygd opp en 2 m høy fylling av blokker med normal størrelse og styrke σ = 100 kPa i Vegteknisk avdelings forsøkshall. Fyllingen ble instrumentert med jordtrykksmålere og deformasjoner i EPS laget ble observert over en periode på ca 3 år. Generelt utnyttes bare ca 30 % av materialstyrken når det gjelder permanente laster, dvs $q_d <$ 30 kPa for blokker av vanlig kvalitet (σ= 100 kPa). I noen tilfeller har en tillatt høyere



Figur 10. Skalaforsøk

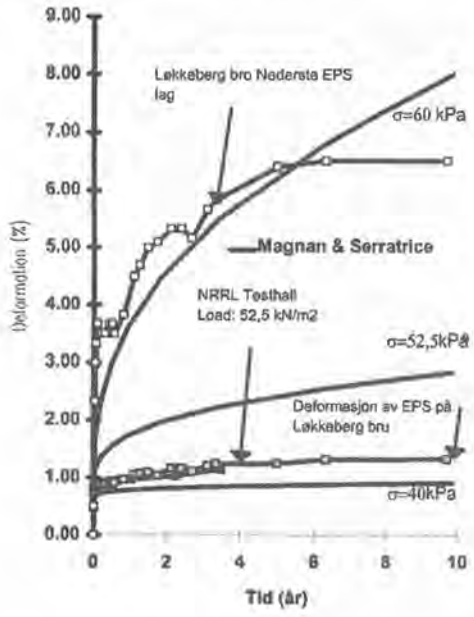


Figur 11. Deformasjoner i EPS målt i et skalaforsøk

utnyttelse av materialstyrken relatert til permanente laster. I dette tilfellet ble blokkene belastet med q = 52,5 kPa i form av stålplater. Underlaget består av 15 cm sand på et betongdekke og har derfor ingen setnings-forskjeller under fyllingen.

Forsøket har blitt fulgt opp med jevnlige målinger som viser deformasjoner under 50% av beregnede deformasjoner (Magnan &Serratrice) og vesentlig mindre kryphastighet som vist i fig 11.

For en vegkonstruksjon med en viss tykkelse og et fundament som er mindre enn EPS-fyllingens utstrekning vil teoretiske betraktninger basert på erfaringer med småprøver (maks 10*10*10 cm) være lite relevante til å bestemme deformasjoner og kryp.



Figur 12. Sammenligning av skalaforsøk og målinger utført på Løkkeberg

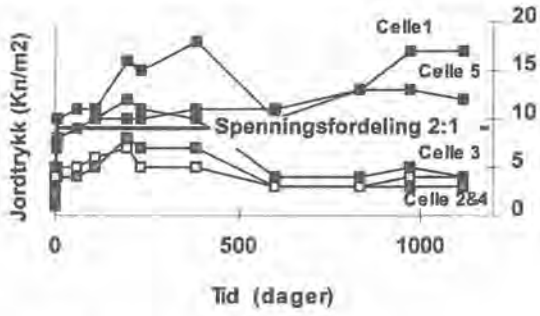
I fig. 12 er det gjort et forsøk på å sammenligne de teoretisk utledete krypkurvene med måleresultater fra Løkkeberg bru og det tidligere beskrevne skalaforsøket med en vertikal belastning på 52,5 kPa på en 2 m fylling av EPS. Figuren viser at det nederste laget i EPS fyllingen har en kryphastighet som ihvertfall de første årene er tilnærmet lik de teoretisk utledete krypkurvene ved samme belastningen, 60 kPa (kfr. et anslått gjennomsnitt av jordtrykk målt under fyllingen på Løkkeberg, fig 7,og 8).

Når det gjelder deformasjon av fyllingens totale høyde viser målingene på Løkkeberg bru (påført last 55 kPa) og skalaforsøket på vegteknisk avdeling (påført last 52,5 kPa) at deformasjonene etter 10 år er mindre enn halparten av de teoretisk utledete kurvene ved samme last, 52,5 kPa.

Erfaringene tilsier at målingene som har blitt utført ligger i et område tett opp under der de plastiske deformasjonen blir dominerende. De teoretisk utledete kurvene er basert på plastiske deformasjoner over en viss last og tar ikke hensyn til den aktuelle lastspredningen i fyllingen.

Ut fra spenningsmålinger fra Vegteknisk avdelings forsøkshall og Løkkeberg bru ved bruk av hydrauliske trykkceller fordelt i og under fyllingene, er det gjort forsøk på å vurdere

spenningsfordelingen i EPS-blokker. Spenningsmålinger i sjikt mellom blokkene er selvsagt vanskelig og måleresulatene varierer også ganske mye. I hovedsak er imidlertid målte spenninger ganske lave og indikerer at omhylningskurven for spenningsboblen kan ligge innenfor en helning på 2:1 målt fra ytterkant av belastningsarealet. Avhengig av lastplatens stivhet og mulig lasteksentrisitet kan det imidlertid oppstå lokale spenningskonsentrasjoner. For å oppnå størst mulig utnyttelse av trykkfasthet ser det ut til at det vil være fornuftig å bruke en høyere kvalitet i toppen av fyllingen



Figur 13. Spenningsmålinger utført i et skalaforsøk

En feilkilde ved sammenligningen mellom de skalaforsøket og Løkkeberg bru kan skyldes at underlaget til EPS fyllingen (henholdsvis bløt leire med størst setninger i midten av vegens tverrprofil pga setninger i undergrunnen, fig 7 og et betonggulv) har betydning for de målte deformasjoner og spenningsfordelingen. Setningene i midten av vegens tverrprofilet kan medføre spenningskonsentrasjoner/reduksjoner som muligens kan forklare en del av resultatene fra Løkkeberg bru.

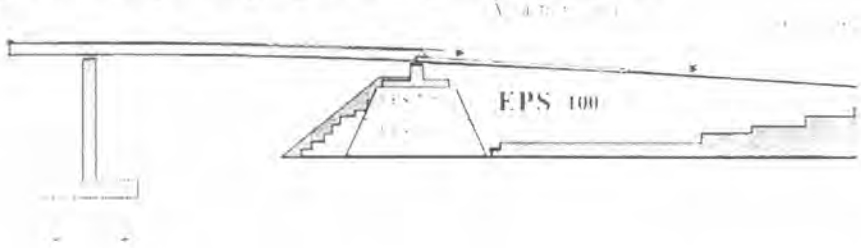
Hjelmungen bru

Som beskrevet tidligere viste byggingen av Løkkeberg bru og skalaforsøk utført ved Vegteknisk avdeling at det er mulig å fundamentere brulandkar direkte på EPS fyllinger. På bakgrunn av dette ble bruk av EPS valgt da Hjelmungen bru måtte refundamenteres på grunn av tildels store skader på landkarene.

Hjelmungen bru er en 54 m lang bru over tre spenn som fører en lokalveg over E6 i Østfold. Brua ble bygget i 1992 og den var opprinnelig fundamentert på rammede betongpeler til fast grunn. De 5 m høye tilløpsfyllingene var før refundamenteringen dels bygget opp av vanlige fyllmasser og dels av avfallsmasser fra Leca-blokk produksjon med tyngdetetthet $\gamma = 8$ kN/m^3. Undergrunnen består av 11 - 14 m med bløt, sensitiv marin leire, delvis kvikk og med høyt vanninnhold.

Ved rutineinspeksjon ble det i 1994 oppdaget skader og deformasjonsmålinger ble startet. Disse viste at brulandkarene hadde forskjøvet seg og påført brua skade. Setninger i undergrunnen syntes å være årsaken. Før reparasjonsarbeidene startet var setninger av størrelsesorden 600 mm målt og setningshastigheten ble like før ombygningsarbeidene startet målt til 100 mm/år, uten avtagende tendens. Størrelsen av setningene var langt over det som var beregningsmessig forventet og skyldes delvis at tilløpsfyllingene var tyngre enn forutsatt og delvis en overvurdering av forkonsoliderings-effekten i de øvre leirlagene.

Setningsutviklingen viste at raske reparasjonstiltak var nødvendig. Siden setninger forårsaket av tilløpsfyllingene var hovedproblemet, ble det besluttet å redusere lasten på undergrunnen med 30 - 40 kPa for å gjenopprette den tidligere spenningstilstanden i leirmassene. Dette omfattet utskifting av tilløpsfyllingene med EPS-blokker samt refundamentering av landkarene på såle direkte på EPS-fyllingene. Løsningen er vist på figur 14.



Figur 14 Prinsippskisse for refundamentering av Hjelmungen bru

Reparasjonsarbeidene startet i desember 1995 og var avsluttet våren 1996. Ett landkar ble refundamentert av gangen mens brudekket ble gitt alternativ understøttelse som vist på bildet, figur 15

Figur 15 Oppbygging av EPS-fyllinger. Brua bæres av midlertidige understøttelser.

Tykkelse og tyngdetetthet i fyllmassene som ble fjernet ble registrert for å kunne ha sikrere data for last og deformasjonsberegninger. Etter at de opprinnelige landkarene var fjernet ble betongpelene inspisert for mulig skade før de ble kappet i terrengnivå.

Ved oppbyggingen av tilløpsfyllingene ble det benyttet EPS med tre forskjellige trykkstyrker. I sonen direkte under brulandkaret innenfor det markerte området vist på figur 14 ble det benyttet materiale med en trykkstyrke på $\sigma = 235$ kN/m^2 i de tre første lagene. Videre ned ble det benyttet en kvalitet på $\sigma = 180$ kN/m^2 innenfor sonen. I resten av EPS-fyllingen ble det anvendt materiale med normal kvalitet $\sigma = 100$ kN/m^2. Kravet til trykkstyrke ble fastsatt ut fra en vurdering av antatt spenningsfordeling i fyllingen og ønsket om å holde spenninger forårsaket av permanent last under 30 % av materialstyrken. Strengere geometriske krav enn

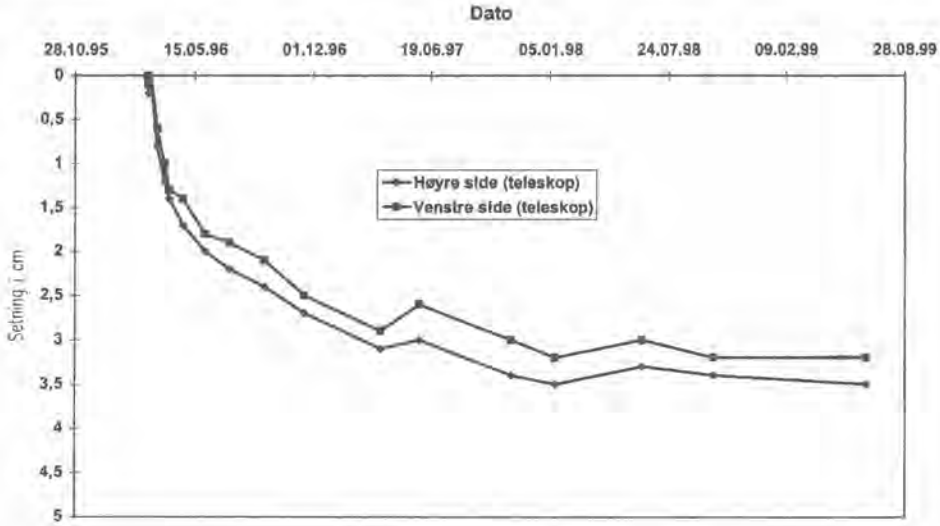
vanlig ble benyttet for å oppnå en så jevn fylling som mulig for dermed og redusere initialdeformasjonene når reaksjonskraften fra brudekket ble overført til det nye landkaret.

Bak begge landkar ble det støpt en 10 m lang 200 mm tykk friksjonsplate for opptak av horisontalkrefter på landkarene. Over de øvrige deler av EPS-fyllingene ble det støpt en vanlig betongplate med 100 mm tykkelse. Over betongplatene ble det lagt vegoverbygning med tykkelse 400 mm.

For å overvåke effekten av ombygningarbeidene ble det installert utstyr for registrering av setninger og jordtrykk. Setninger er registrert med slangesetningsmålere plassert i sandputa under nederste EPS-lag, nivellementspunkter på topp veg samt at det ble montert to teleskopstenger for måling av både totalsetninger og setninger i EPS-laget.

Setninger og jordtrykk er nå fulgt opp i 3,5 år. Totalsetningene for landkaret i akse 1 ligger i størrelsesorden 2 - 4 cm. I akse 4 er det registrert inntil 8 cm setninger. Årsaken til dette skyldes antagelig at det ved en feil ble lagt ut 0,5m EPS for lite i forhold til det som var prosjektert.

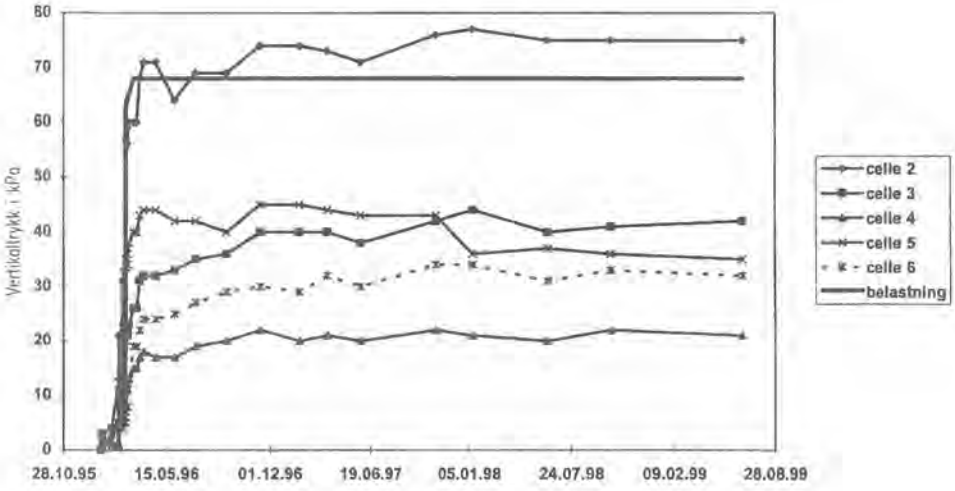
Ved hjelp av teleskopstenger er det registrert i underkant av 3,5 cm deformasjoner i EPS fyllingen, dette tilsvarer 0,7% av fyllingshøyden. Registrerte deformasjoner i EPS fyllingen er vist på figur 16.



Figur 16 Registrerte deformasjoner i 5m EPS

Målte spenninger under EPS-fyllingen viser en høyere spenningskonsentrasjon i midten (celle 2) enn mot sidene som vist i figur 17. Beregnet last på landkaret er vist med tykk strek i diagrammet. Problemer med å løfte bruplaten fri fra det gamle landkaret kan imidlertid indikere at reaksjonskraften fra landkaret kan være noe større enn beregningene skulle tilsi. Det var forventet at en omfordeling av kreftene på sikt ville medføre at spennings-

konsentrasjonen under midten av landkaret ville avta. Imidlertid viser målingene at så ikke har skjedd. Dette indikerer mindre lastspredning i EPS-materialet enn det som kunne forventes ut fra tidligere laboratorie- og fullskalaforsøk.



Figur 17. Registrerte vertikalspenninger

Til tross for at påløpte setninger er noe større enn det som var forventet synes bruk av EPS for å reparere brua å ha vært vellykket. Reparasjonsarbeidene var relativt enkle å utføre.

Deformasjoner i EPS fyllingen ligger innenfor det som var forventet, 0,7 % av fyllingshøyden som samsvarer godt med tidligere utførte forsøk og fullskalamålinger. Imidlertid er lastspredningen i EPS-materialet mindre enn det en tidligere har antatt.

Fundamenter for forgjengerbru

Oppgradering av nordre innfartsåre til Fredrikstad omfatter flere nye overgangsbruer. Tre slike forgjengerbruer har kontinuerlige bæresystemer av laminert tre.

Grunnforholdene i området består av meget bløt, marin leire delvis kvikk. Under leira finnes faste, granulære løsmasser over fjell. Leirlaget varierer i tykkelse over området fra typisk 10 - 50 m og er meget setningsømfintlig. Vedvarende terrengsetninger med setningshastighet på 10 - 20 mm pr. år er registrert.

Med foreliggende reaksjonskrefter fra søylene var det ikke mulig å anvende sålefundamenter i leira. Pelefundamenter ble derfor valgt her. For å unngå store setninger ved landkarene ble det valgt å benyttte EPS-blokker i tiløpsfyllingene for to av trebruene. Det ble også besluttet å fundamentere landkarene direkte på EPS-fyllingene, figur 18.

For å oppta reaksjonskreftene fra bruplate ble det valgt å benytte EPS-blokker med trykkstyrke σ = 150 kN/m^2. Totalhøyden av EPS-fyllingen er 3 m med tre lag av 1 m tykke

Figur 18 Rolvsøyvegen. Gangbruer fundamentert på EPS

blokker. Den nederste blokken er plassert under terrengnivå for å oppnå en kompensert fundamentering. For å beskytte EPS-blokkene er det benyttet en ytre kledning av granittblokker på sideskråningene som har en helning 10:1. EPS-blokkene ble levert fra produsenten med denne helningen. Over den øverste EPS-blokken er det støpt en betongplate med sidevanger. Granittblokkene gir ellers landkarene et estetisk fordelaktig utseende.

Bruene ble åpnet for trafikk i oktober 1996. Setningsutviklingen ved landkarene vil bli fulgt opp over tid, og justeringsmuligheter er lagt inn ved søylene for å unngå for stor differensial-setninger langs bruaksen hvis behov for tiltak skulle oppstå.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Sivilingeniør Geir Hafsaas
Norconsult AS

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/ GEOTEKNIKK 1999

Sprøytebetong til fjellsikring – Ny revidert publikasjon nr. 7.

Kjell Inge Davik
Statens vegvesen Vegdirektoratet

Sammendrag

Norsk betongforenings publikasjon nr. 7 foreligger nå i revidert utgave. Dette foredraget presenterer de vesentlige nyhetene i 1999-utgaven.

Innledning

Sprøytebetong er et produkt som først og fremst blir utviklet gjennom praktisk anvendelse og etter markedets behov. Betydelige bergroms- og tunnelarbeider har gjennom flere tiår gitt mulighet og behov for utvikling av sprøytebetong som en kostnadseffektiv metode for fjellsikring. Forbedring av materialegenskapene har gitt sprøytebetongen en stadig mer sentral posisjon i fjellanlegg.

Norsk våtsprøytebetong med stålfiberarmering utført med høykapasitets robotrigger, er et produkt som har fått en tiltagende internasjonal oppmerksomhet og metoden er i stadig større grad også internasjonalt blitt et sentralt sikringselement. Teknikken er utviklet takket være forutseende og kreative enkeltpersoner, samt firmaer med vilje og mot til å forbedre både utstyr og sluttprodukt.

Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7 erstatter den tidligere utgaven fra 1993. Det tekniske innholdet er oppgradert og man har tatt med de nye momenter og perspektiver som blant annet alkalifri akseleratorer og krav til HMS medfører. Det er beskrevet enkelte kontroller som en mener vil bidra til å bedre praksis.

På bakgrunn av varierende praksis i bransjen og klare behov for ensartede retningslinjer, er det tatt inn et eget underkapittel om sprøytebetong brukt som brannsikring av polyetylenskum (PE-skum).

Kapitel 2.2 i utgaven fra 1993 omhandlet utstyr til tørrsprøyting. Dette kapittelet er tatt ut på grunn av at tørrsprøyting blir benyttet i liten grad som fjellsikring i Norge.

Bestandighet av sprøytebetong har tidligere tiltrukket seg lite oppmerksomhet. Omfattende undersøkelser i norske vegtunneler fra 1985-97 har imidlertid gitt oss et mye bedre grunnlag for å forutsi holdbarheten av materialet og konstruksjonen.

Retningslinjene erstatter ikke NS3420 eller Prosesskoden - håndbok 025, men vil komplettere disse og legges til grunn ved nye revisjoner.

Publikasjon nr. 7 vil foreligge i engelsk versjon mot slutten av året.

Organisering av arbeidet

Publikasjonen er utarbeidet av en komité nedsatt av Norsk Betongforening

Komiteen har bestått av bestående av:

- John Petter Holtmon, Veidekke ASA (formann)
- Knut R. Berg, Norsk Betongforening
- Ole Kristian Birkeland, Statens vegvesen Oslo
- Tom Farstad, Norges byggforskningsinstitutt
- Knut Garshol, Master Builders Technologies
- Eystein Grimstad, Norges Geotekniske Institutt
- Christine Hauck, Veidekke ASA
- Jan Erik Hetlebakke, Entreprenørservice AS
- Nils Leirud, Bekaert Norge AS
- Kjell Inge Davik, Statens vegvesen Vegdirektoratet (sekretær)

Reidar Kompen, Statens vegvesen Vegdirektoratet, har bistått i kvalitetsrevisjon av dokumentet.

En rekke firmaer har bidratt teknisk og økonomisk ved revisjon av publikasjonen.

Struktur

Publikasjonen er inndelt i:

Del 1 Produktspesifikasjon
Del 2 Veiledning
Del 3 Testmetoder
Del 4 Referanser

Del 1 er forutsatt å kunne gjelde som grunnlag for teknisk beskrivelse i kontraktsammenheng. Beskrivelsen inneholder også kontrollbestemmelser. Sprøytebetong i henhold til denne publikasjonen forutsettes beskrevet som angitt i kapittel 2.5.5.1. Med hensyn til mengdeberegnings- og oppgjørsregler vises det til NS 3420 og Statens vegvesens Prosesskode.

Del 2 inneholder supplerende opplysninger og bakgrunnsstoff for de bestemmelsene som er angitt i Produktspesifikasjonen. Videre er det angitt en del orienterende stoff og "gode råd". Veiledningen er ikke forutsatt å være en del av en kontrakt, men vil være et supplement for tolkning av produktspesifikasjonen. I kapittel 2.7 er temaet "Bestandighet" behandlet.

Del 3 inneholder beskrivelser av metoder for prøving og dokumentasjon av sprøytebetong.

Del 4 inneholder en liste over standarder og litteratur som det i teksten er henvist til.

Det pågår for tiden et omfattende arbeid innen europeisk standardisering (CEN) på fagområdet. Føringer og formuleringer i dette arbeidet er ikke tatt inn og henvist til i sin helhet, men innarbeidet der dette har vært formålstjenlig.

Hva blir nytt ?

Spesifikasjonsdelen:

Seighet:

Innen kapittel 1 er det lagt opp til nye krav til seighetsegenskaper for herdet fiberarmert sprøytebetong.

Dette skal spesifiseres ved angivelse av enten

1. Seighetsklasse; basert på bjelkeprøving som dokumentasjonsmetode, eller
2. Energiabsorpsjonsklasse; basert på plateprøving som dokumentasjonsmetode.

Fibermengde og –type velges slik at beskrevne seighetsegenskaper oppfylles. Eventuelt velges fibermengde/-type som angitt av byggherren (seighetsklasse O). Krav til fibermengde gjelder ferdig utsprøytet betong.
Fiberinnhold for ferdig utsprøytet betong skal dokumenteres stikkprøvemessig og i forbindelse med seighetsprøving iht. tabell 6 og 7 i publikasjonen.

Gjennomsnitt av alle prøver skal tilfredsstille spesifiserte krav. Enkeltprøver tillates å ha inntil 15 % lavere fiberinnhold enn spesifisert.

Spesifikasjon av seighetsklasse ved bjelkeprøving

Seighetsklasser med tilhørende minimumsverdier er gitt i tabell 1.

Dersom ikke annet er angitt i den spesielle beskrivelsen, skal seighetsegenskapene dokumenteres som angitt i tabellen.

" I prosjekt" betyr at sprøytebetongens seighetsegenskaper skal dokumenteres med den betongresept og den utførelse som benyttes i prosjektet, kfr. tabell 6 og 7 i publikasjonen.

"Deklarering" betyr at seighetsegenskapene skal dokumenteres ved fremlegging av generell dokumentasjon utført av et uavhengig testlaboratorium godkjent av byggherren, mht. hvilke egenskaper som normalt oppnås med ulike fiberdoseringer av den aktuelle fiberen. Hva som for øvrig skal inngå i fiberleverandørens deklarasjon fremgår av vedlegg A.

Tabell 1. Seighetsklasser med tilhørende minimumsverdier

Seighetskl.	Dokumentasjon		Min. restbøyespenning (MPa) ved bjelkenedbøyning			
	I prosjekt	Deklarering	0,5 mm	1,0 mm	2,0 mm	4,0 mm
0			Uarmert (ev.t angivelse av fibermengde/ type iht. vedl. A)			
1		X	2,5	2,3	2,0	1,5
2	X		4,5	4,3	4,0	3,5

Spesifikasjon av energiabsorpsjons klasse ved platetest

Platetesten utføres på sirkulære plater med et sirkulært opplegg ved prøvingen. Testen dokumenterer energiabsorpsjon ved bestemte nedbøyninger. Energiabsorpsjonsklasser med tilhørende minimumsverdier for energiabsorpsjon i Joule inntil 25 mm nedbøyning er vist i tabell 2.

Tabell 2: Krav til energiabsorpsjon ved platetest

Energiabsorpsjons-klasser	Dokumentasjon		Min. energiabsorpsjon i Joule for nedbøying inn til 25 millimeter
	I prosjekt*	Deklarering*	
E700		X	700
E1000	X		1000

Tidligfasthet

Er tatt inn som et eget punkt, men det er ikke tatt inn konkrete verdier i spesifikasjonsdelen.

Tykkelse

Tykkelse har vist seg å være en av de viktigste parametre mhp. bestandighet og kravene her er noe skjerpet i forhold til 1993 utgaven.

Det øvrige innholdet i kapittel 1 er oppgradert i henhold til dagens praksis.

Veiledningsdelen

Denne delen av dokumentet utfyller kravspesifikasjonene med anbefalinger og diskusjoner. Kapittelet innledes med en grundig gjennomgang av de bergteknisk forutsetninger som utgangspunkt for valg av sikring.

Det er videre sett på utstyr og utførelse. Herdetiltak er viktig for å oppnå et godt sluttresultat og metoder som membranherdner, vanning og internherdnere diskuteres i dette kapittelet.

Det er også brukt mye plass på å presentere de mulighetene til forbedring ved bruk av tilsetningsstoffer (alkalifri akselerator, superplastizicer etc.).

Arbeidsmiljøhensyn fokuseres både i forhold til innånding og fare for nedfall gjennom krav til tidligfasthet.

Testmetoder

Kapittel 3 inneholder testmetoder for sprøytebetong som f.eks tidligfasthet, fasthetutvikling, seighetsprøving osv.

Publikasjonen kan bestilles fra Norsk Betongforening.

Referanse

Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 – Sprøytebetong til fjellsikring, 1999-utgaven.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

ALTERNATIVE METODER FOR STABILITETSANALYSE
Alternative approaches for stability analysis

Professor Bjørn Nilsen,
Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

SAMMENDRAG

Artikkelen tar utgangspunktet i analyse av skråningsstabilitet, men det meste av innholdet er relevant for stabilitetsanalyse generelt. Innledningsvis diskuteres de to første, viktige trinn i stabilitetsanalysen: 1) Definisjon av potensielt stabilitetsproblem, og 2) Kvantifisering av inngangsparametre. Hovedvekt videre legges på trinn 3) Selve beregningen. Med utgangspunkt i de senere års utvikling diskuteres følgende metoder for stabilitetsanalyse:

- Tradisjonell deterministisk analyse, med beregning av stabiliserende og drivende krefter, og en resulterende sikkerhetsfaktor.
- Partialfaktor metoden, med partielle faktorer for laster og materialer.
- Probabilistisk analyse, med beregning av sannsynlighet for brudd/utrasning.

For å etterkomme kravene i standarder som NS 3420 og Eurocode 7 er det en forutsetning at stabilitetsberegninger i framtida utføres etter partialfaktor metoden i stedet for etter det tradisjonelle, og i berg og anleggsmiljøet vel innarbeidede, prinsipp med én sikkerhetsfaktor. For å få et best mulig vurderings og beslutningsgrunnlag anbefales dessuten at en vurderer probabilistisk analyse som supplement til deterministiske metoder.

SUMMARY

This paper has main focus on rock slope stability, but most of its content is believed to be relevant for stability analysis in general. As introduction, the following two initial and crucial steps are discussed: 1) Definition of potential stability problem, and 2) Quantification of input parameters. Main emphasis is then placed on step 3) Calculation. In accordance with recent developments in this field, the following approaches for analysis are discussed:

- The traditional deterministic principle, based on calculating stabilizing and driving forces, and a resulting factor of safety.
- The so-called partial factor principle, based on separate factors on actions and material strengths.
- The probabilistic approach, based on calculating a probability of failure instead of a factor of safety.

To conform with Standards such as NS 3480 and Eurocode 7, the traditional deterministic approach has to be replaced by the partial factor principle. To obtain the best possible basis for evaluation and decisions, it is recommended always to consider the option to perform probabilistic analysis as supplement to deterministic.

1. INNLEDNING

Det tradisjonelle deterministiske prinsipp, med beregning av stabiliserende og drivende krefter, og en resulterende sikkerhetsfaktor, var lenge enerådende for stabilitetsanalyser innenfor ingeniørgeologi/bergteknikk. De senere år har alternative metoder blitt stadig mer aktuelle. Dette er ikke minst et resultat av innføring av standarder som NS 3480 "Geoteknisk Prosjektering" (NBR, 1988) og Eurocode 7 "Geotechnical Design" (CEN, 1994), som forutsetter at den såkalte partialfaktor metoden skal brukes ved all stabilitetsberegning. Her i landet har geoteknikerne lenge tatt dette til følge, mens ingeniørgeologer/bergmekanikere i liten grad har endret sine beregningsprinsipper.

En viktig trend i utviklingen er også at probabilistiske metoder, med beregning av sannsynlighet for utglidning/utrasning i stedet for sikkerhetsfaktor, har fått betydelig utbredelse, spesielt internasjonalt.

Hensikten med denne artikkelen er å diskutere fordeler og ulemper ved de alternative analysemetodene, spesielt med hensyn til tolkning av beregningsresultatet. Spesiell vekt vil bli lagt på anvendelsen av probabilistiske metoder, som for mange er relativt nytt i denne sammenhengen.

For å belyse de aktuelle alternativene vil det her bli tatt utgangspunkt i analyse av skråningsstabilitet. Prinsippene som diskuteres er imidlertid relevante for stabilitetsanalyser generelt, også f.eks. for veggene i en berghall eller tunnel. Som beregningseksempel vil bli benyttet en av fjellskjæringene i planlagt flomløpskanal ved Paunglaung prosjektet i Burma. Dette prosjektet, som omfatter en åpen kanal med 4 stk. 25 - 35 m høye trinn, se fig. 1, er tidligere omtalt på bergmekanikkdagen i 1984. Analysene som presenteres i det følgende er relevante for trinn 3 fra toppen, med skråningshøyde 35 m (inkludert effekten av erosjon).

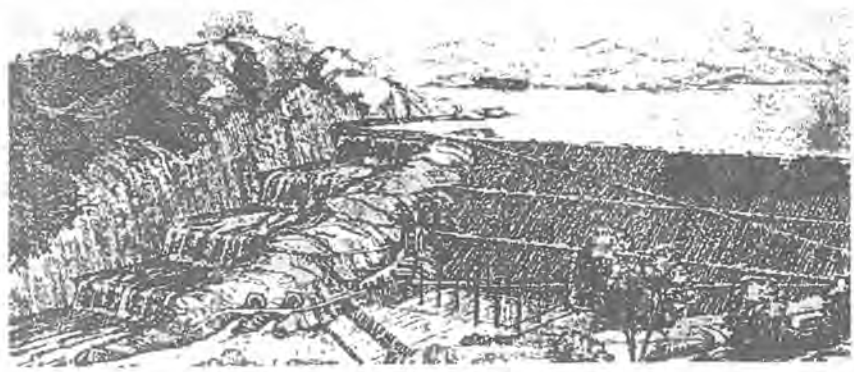


Fig. 1. Planlagt dam og flomløpskanal ved Paunglaung (total høyde av kanalen ca. 125 m).

Stabilitetsanalyse er generelt en trinnvis prosess med følgende hoved-elementer:

1) Definisjon av potensielt stabilitetsproblem.
2) Kvantifisering av inngangsparametre.
3) Beregning.

De trinn i prosessen som går forut for beregning har avgjørende betydning for resultatet av stabilitetsanalysen, og vil derfor bli diskutert innledningsvis, selv om hovedvekt i denne artikkelen er lagt på trinn 3; selve beregningen.

2. DEFINISJON AV POTENSIELT PROBLEM

Dette er en meget vesentlig del av stabilitetsanalysen. Feil eller misforståelser her vil gi galt utgangspunkt for beregninger, og kan resultere i alvorlige feil. Det er derfor av avgjørende betydning at det nedlegges nok innsats i form av ingeniørgeologisk kartlegging. Særlig viktig her er sprekkekartlegging, i og med at de aller fleste ras/utglidninger følger eksisterende diskontinuiteter i bergmassen.

I de fleste tilfeller vil det være liten tvil om hva et potensielt stabilitetsproblem består i (hvorvidt det er fare f.eks. for plan eller kileformet utglidning, eller utvelting). I noen tilfeller kan det likevel være påkrevet med stereografisk analyse for å definere potensiell utrasningstype, og enkelte ganger er slik analyse også nyttig for å fremskaffe inngangsdata vedrørende trigonometri (spesielt for potensiell kileformet utglidning). Situasjonen for trinn 3 ved Paunglaung flomløpskanal er vist i stereografisk projeksjon i fig. 2, med storsirkler for de tre hovedsprekke-retningene (A, B og C) og skjæringsveggen. De respektive fallvinklene er også angitt (ψ). I dette tilfellet er det åpenbart at det potensielle stabilitetsproblemet består i plan utglidning langs sprekkesett A (foliasjonssprekker i den granittiske gneisen), og med sprekkesett B og C som avløsningsflater i sidene.

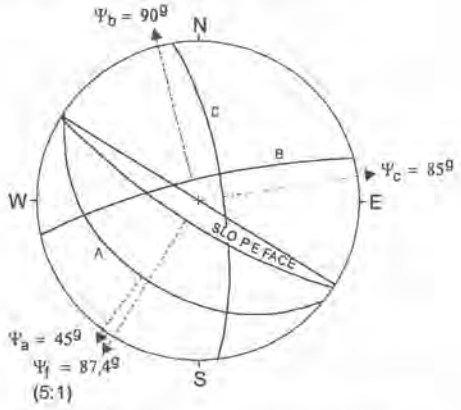


Fig. 2. Stereografisk projeksjon (Lambert's flatetro projeksjon, nedre halvkule) for illustrasjon av potensielt stabilitetsproblem ved Paunglaung.

3. KVANTIFISERING AV INNGANGSPARAMETRE

Inngangsparametrene i en stabilitetsanalyse er i hovedsak knyttet til:

- Geometri.
- Sprekkefriksjon.
- Vanntrykk.
- Seismisk aktivitet.

Data vedrørende geometri finnes ved feltkartlegging, i noen tilfeller supplert med stereografisk analyse som beskrevet i foregående kapittel. Seismiske data defineres vanligvis av seismologer, og er ofte belemret med en viss grad av usikkerhet. Størst grad av usikkerhet er likevel utvilsomt knyttet til sprekkefriksjon og vanntrykk. Dette vil bli diskutert i noe mer detalj i det følgende.

3.1 Sprekkefriksjon

Diskontinuiteter i bergmassen har vanligvis store og små ujevnheter (ofte referert til som første og andre ordens, eller "bølgning" og "stripning"). Som resultat av dilatans og/eller avskjæring av av disse ujevnhetene ved skjærbevegelse er det vanligvis, som vist i fig. 3, ikke-lineær sammenheng mellom skjærstyrke og normalspenning.

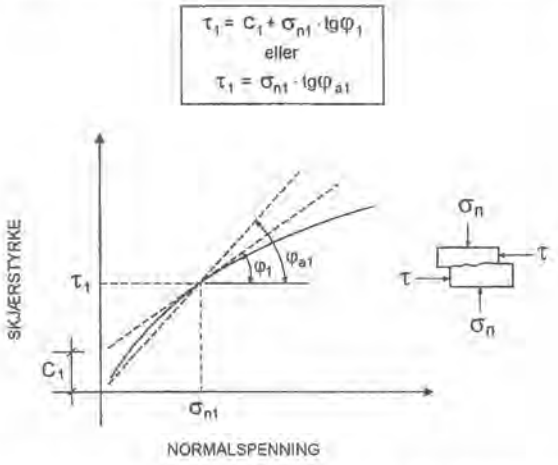


Fig. 3. Typisk, ikke-lineært forløp av skjærfasthets-kurven.

At skjærfasthetskurven vanligvis vanligvis har et krumt forløp, er et meget viktig poeng. Hvis det ikke tas hensyn til dette i stabilitetsanalysen, vil det lett kunne oppstå alvorlige feil. Det ikke-lineære forløpet kan, som vist i fig. 3, tas hensyn til ved å innføre den såkalte "tilsynelatende kohesjon" (c_1 i øvre ligning), eller alternativt, "aktiv friksjonsvinkel" (φ_a i nedre ligning). Nedre ligning og φ_a forenkler beregningen, og er benyttet i det følgende.

I prinsippet finnes det fire hoved-alternativer for bestemmelse av sprekkefriksjon:

1) Laboratorie testing.
2) In-situ testing.
3) Tilbakeberegning.
4) Empiriske metoder.

De tre førstnevnte har klare begrensninger (pga. henholdsvis ofte begrenset prøvestørrelse, høy kostnad og manglende sammenlignbare tilfeller). Empiriske metoder, og spesielt metoden utviklet av Barton og Choubey (1977), som bl.a. har ruhet og eventuell forvitring i sprekkeflaten som inngangsparametrene, er derfor mest benyttet.

Uansett hvilken metode som benyttes, er det av avgjørende betydning å tilpasse friksjonsparametrene til det aktuelle normalspenningsnivået. Som resultat av dilatans er φ_a for ru sprekkeflater ofte høy ved lave normalspenninger. Som vist i fig. 4 er dette også tilfelle for foliasjonssprekkene i gneisen ved Paunglaung.

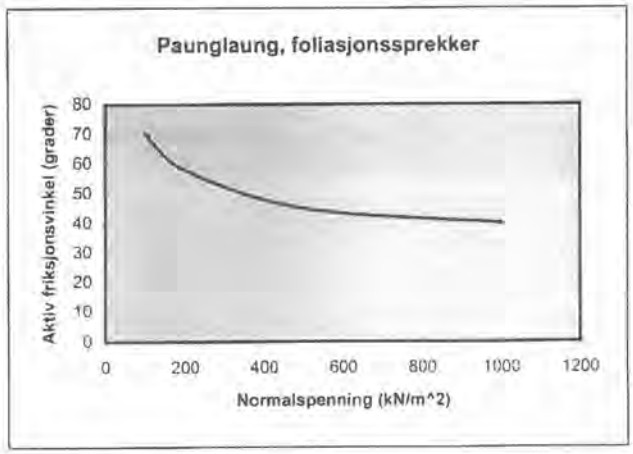


Fig. 4. Skjærfasthet for foliasjonssprekker ved Paunglaung basert på laboratorietesting og litteraturstudier.

3.2 Vanntrykk

Eventuelt sprekkevannstrykk i en potensiell utglidningsflate vil ha stor innvirkning på stabiliteten ved at det reduserer normalspenningen, og dermed også friksjonskreftene. Vann i vertikale/subvertikale sprekker vil direkte utgjøre drivende krefter, og enda mer ugunstig vil situasjonen være om vannet fryser til is.

Realistisk modellering av sprekkevannstrykk er nok vanligvis det aller vanskeligste i forbindelse med stabilitetsanalyse. In-situ testing eller målinger kan være nyttig i eksisterende skjæringer/anlegg, men er mindre relevant på planleggingsstadiet. I praksis er det vanligst å modellere "worst case"- situasjonen (kraftig regnfall) som en jevn trekant-fordeling som vist i fig. 5. Vannet antas her å renne fritt inn i sprekkeflaten i toppen av skjæringen, og dreneres fritt i bunnen etter å ha nådd et maksimum trykk tilsvarende det hydrostatiske i nivå lik halve skråningshøyden.

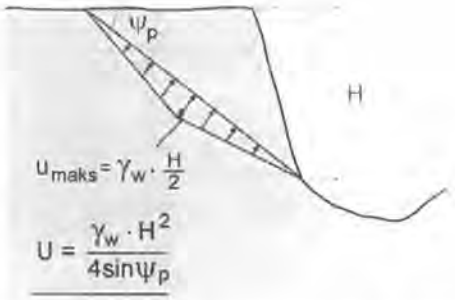
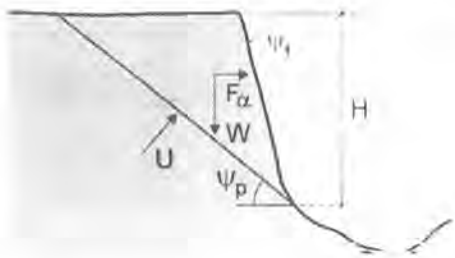


Fig. 5. Antatt "worst case" vanntrykks-konfigurasjon langs potensiell utglidningsflate. Vanntrykkets maksimal- og resultantverdi er definert.

Pga. bergmassens inhomogene og diskontinuerlige natur vil nok worst case sprekkevannstrykk sjelden være akkurat som angitt i fig. 5. I mangel av bedre alternativ er likevel konfigurasjonen i fig. 5 den som generelt er mest benyttet. Resultanttrykk beregnet ut fra denne er i mange tilfeller funnet å stemme godt overens med det faktiske. Egne erfaringer indikerer at den nok ofte gir en viss overdrivelse av resultant-trykket, siden sprekker og stikk vanligvis gir en viss drenering mot skråningsveggen.

4. BEREGNING

Geometri og opptredende krefter for det aktuelle Paunglaung-eksemplet er vist i fig. 6.



H = skråningshøyde = 35 m
ψ_f = skråningsvinkel = 80°
ψ_p = helningsvinkel for potensielt utglidningsplan = 40°
γ_r = bergmassens egentyngde = 26 kN/m^3
γ_w = egentyngden av vann = 10 kN/m^3
W = $(\gamma_r H^2/2)\cdot(1/\tan\psi_p - 1/\tan\psi_f)$ = 16,173 kN/m = vekt av potensiell rasmasse
U = vanntrykk (kN/m)
α = seismisk akselleration som andel av g (m/s^2)
F_α = mα = jordskjelvbelastning (kN/m)

Fig. 6. Potensielt stabilitetsproblem ved Paunglaung, trinn 3.

Vanntrykket antas å ha trekant-fordeling og maksimum-verdi som angitt i fig. 5.

Jordskjelv-belastning beregnes som ekvivalent horisontal belastning (pseudo-statisk prinsipp). Dette representerer ugunstigste situasjon. I dette eksemplet er maksimum seismisk akselleras jon i løpet av prosjektets levetid antatt å være:

$$\alpha_{max} = 0.25 \cdot g$$

Dette tilsvarer en maksimum jordskjelv-belastning lik:

$$F_\alpha = 0.25 \cdot W$$

4.1 Tradisjonell metode

Det grunnleggende prinsipp ved tradisjonell deterministisk analyse er å beregne stabiliserende og drivende krefter, og en sikkerhetsfaktor (F) som forholdet mellom disse. For eksemplet i fig. 6 vil dette være:

$$F = (W\cos\psi_p - U - F_\alpha \sin\psi_p)\, tg\varphi_a / (W\sin\psi_p + F_\alpha \cos\psi_p)$$

der:

φ_a = aktiv friksjonsvinkel (gr)

Etter som φ_a ikke er en konstant, men en funksjon av σ_n, må en fastlegge sistnevnte i hvert enkelt tilfelle for å kunne beregne φ_a:

$$\sigma_n = (W\cos\psi_p - U - F_\alpha \sin\psi_p)/l$$

der:

$l = H/\sin\psi_p = 54.5$ m = lengden av potensielt utglidningsplan

Tabell 1. Beregning av sikkerhetsfaktor (tallene for probabilistisk metode er middelverdier etter trunkering).

Metode	Deterministisk				Probabilistisk
Situasjon	Worst case	Best case	Jordskjelv/ ikke vann	Vann/ ikke jordskjelv	
U (kN/m)	4766	0	0	4766	1339
α (fraksjon av g)	0.25	0	0.25	0	0.07
F_α (kN/m)	4043	0	4043	0	1108
σ_n (kN/m^2)	92	228	180	140	190
σ_n BestFit (kN/m^2)					189
φ_a (gr)	71	56	58	64	60
F	1,08	1.77	1.16	1.50	1.59

De første fire kolonnene i tabell 1 viser resultater fra beregning av sikkerhetsfaktor for grensetilfeller vedrørende vanntrykk og seismisk aktivitet for eksemplet i fig.6. Det fremgår at sikkerhetsfaktoren for tørr skråning og uten jordskjelv (best case) er F =

1,77. For samtidig maksimum jordskjelv og maksimum vanntrykk (worst case) er F såvidt lav som 1,08. For maksimum jordskjelv og tørr skjæring er F = 1,16 og for maksimum vanntrykk, men uten jordskjelvbelastning er F =1,50.

4.2 Partialfaktor metoden

Nyere standarder og retningslinjer, som NS 3480 (NBR, 1988) og Eurocode 7 (CEN, 1994), krever at all stabilitetsanalyse skal utføres etter den såkalte partialfaktor metoden. Dette innebærer bruk av partielle faktorer for laster og materialer i stedet for en enkelt sikkerhetsfaktor. Beregning utføres i prinsippet som følger:

$F_d = F_k \cdot \gamma_f$
$M_d = M_k / \gamma_m$
hvor:

F_d	= dimensjonerende last	M_d	= dimensjonerende styrke
F_k	= karakteristisk last	M_k	= karakteristisk styrke
γ_f	= partiell faktor for last	γ_m	= materialfaktor

Konstruksjonen/designen anses som tilfredsstillende dersom:

$$M_d > F_d$$

For stabilitetsberegning kan dette oversettes til:

stabiliserende krefter > drivende krefter.

Retningslinjer for fastlegging av partielle faktorer finnes i NBR (1997)/CEN (1994). For eksemplet i fig. 6 vil faktorene i følge NBR (1997) være:

W, U: $\gamma_f = 1.0$
F_α: $\gamma_f = 1.3$
$\tan \varphi_a$: $\gamma_m = 1.2$

Tabell 2. Stabiliserende og drivende krefter for Paunglaung-eksemplet på grunnlag av partialfaktor metoden.

Situasjon	Worst case	Best case	Jordskjelv/ ikke vann	Vann/ ikke jordskjelv
$F_\alpha \cdot \lambda_f$ (kN/m)	5256	0	5256	0
σ_n (kN/m^2)	78	228	166	140
φ_a (gr)	74	56	61	64
Stabiliserende krefter (kN/m)	12318	15294	13536	13011
Drivende krefter (kN/m)	14419	10391	14419	10391
Stabiliserende krefter/ drivende krefter	0.85	1.47	0.94	1.25

Resultater etter partialfaktor metoden for samme situasjoner som i kap. 4.1 er vist i tabell 2. Det fremgår at etter dette konseptet er det bare for tilfellene uten jordskjelv-belastning at de stabiliserende kreftene er større enn de drivende.

4.3 Probabilistisk analyse

Parametrene knyttet til geometri og spesifikk tyngde i Paunglaung-eksemplet er entydig definerte konstanter. De andre inngangsparametrene i stabilitetsanalysen, dvs. vanntrykk, seismisk aksellerasjon og friksjonsvinkel, kan variere betydelig. Probabilistisk analyse, med sannsynlighetsfordelinger knyttet til disse parametrene, har følgelig i utgangspunktet åpenbare fordeler.

De probabilistiske analysene som presenteres her er basert på dataprogrammene BestFit and @RISK, som er utviklet av det amerikanske selskapet Palisade (1996, 1997), og til en viss grad inspirert av stabilitetsanalyser beskrevet av Hoek (1998).

Følgende forutsetninger vedrørende de respektive variable gjelder for den probabilistiske analysen:

Vanntrykk (U)
Oppbygningen av vanntrykk antas å være i henhold til trekantfordelingen i fig. 5. I løpet av skjæringens levetid er det imidlertid svært sjelden at vanntrykket vil være i henhold til maksimum-verdien i figuren. Langt den vanligste situasjonen vil være en praktisk talt tørr skjæring, dvs. $U \approx 0$. Den mest realistiske probabilistiske modell for vanntrykk antas på dette grunnlag å være en trunkert eksponential funksjon, med trunkering (øvre grense) tilsvarende U_{max} verdien i fig. 5, og middelverdi lik $U_{max}/3$ (antakelig noe konservativt anslått), se fig. 7.

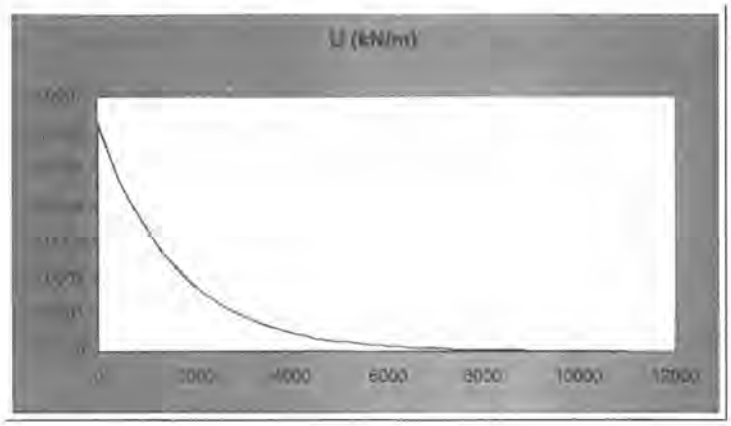


Fig. 7. Antatt eksponensial sannsynlighetsfordeling for vanntrykk (U).

Seismisk aksellerasjon (α)
Den mest realistiske modell for seismisk aktive områder anses generelt å være en eksponential fordeling med høy hyppighet for små skjelv, og lav hyppighet for store (Hoek, 1998). For Paunglaung-eksemplet antas maksimum seismisk aksellerasjon i

løpet av skjæringens levetid å være $\alpha_{max} = 0.25 \cdot g$, og middelverdien settes til $\alpha_{max}/3$. Den resulterende eksponential-fordelingen fremgår av fig. 8 (fordelingen trunkeres i beregningen i henhold til $\alpha_{max} = 0.25 \cdot g$).

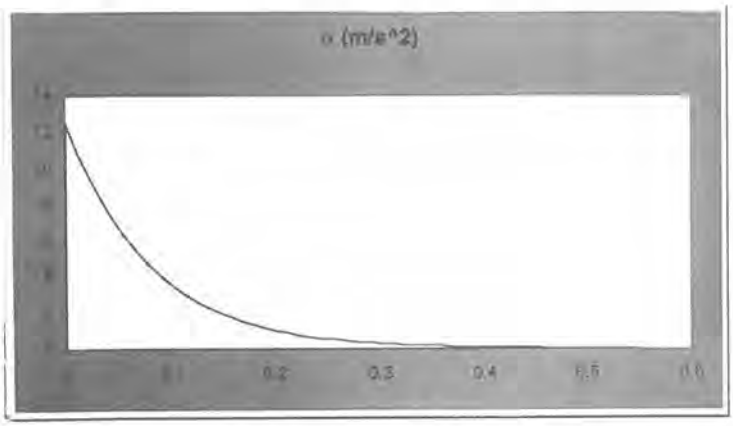


Fig. 8. Antatt eksponential sannsynlighets-fordeling for seismisk aksellerasjon (α).

Aktiv friksjonsvinkel (φ_a)
Det er generelt knyttet en betydelig grad av usikkerhet til sprekkefriksjonen, som også er en funksjon av normalspenning. Basert på skjærfasthetsdatane i fig. 4 og beregnede normalspenninger i tabell 1, antas en midlere φ_a verdi lik 60°, og en trunkert normal-fordeling av φ_a med standardavvik lik 5° innenfor det aktuelle normalspennings-området (mellom "worst case" og "best case" i tabell 1), se fig. 9. Trunkering er foretatt i henhold til antatt høyeste og laveste mulige φ_a verdi; henholdsvis 75° and 45°.

Fig. 9. Antatt normal sannsynlighetsfordeling av aktiv friksjonsvinkel (φ_a).

De fleste probabilistiske analyser baseres på gjensidig uavhengige inngangs-parametre. I dette tilfellet er det imidlertid en klar gjensidig avhengighet mellom to av

parametrene; φ_a og σ_n. En spesiell, to-trinns beregningsprosedyre som beskrevet under er derfor nødvendig.

Trinn 1 av prosedyren er beregning og definisjon av σ_n fordelingen. Beregning gjennomføres ved hjelp av programmet @RISK. Resultatet, basert på Latin Hypercube sampling (som gir tilnærmet samme resultat som Monte Carlo metoden, men med færre prøvetakninger), fremgår av fig.10. I følge BestFit kan resultatet beskrives som en beta-fordeling med parametre α_1 = 3.13/ α_2 = 1.27.

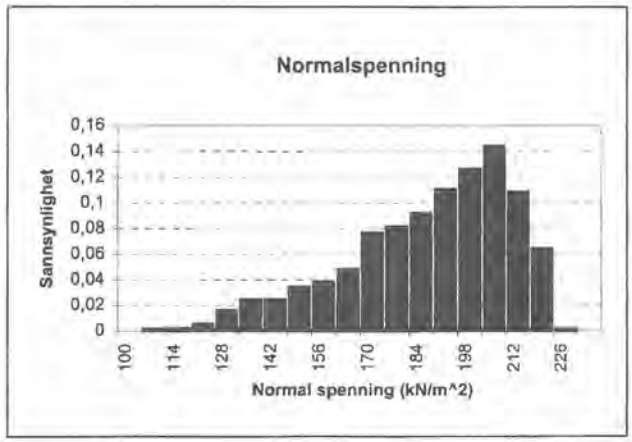


Fig. 10. Sannsynlighetsfordeling for normalspenning σ_n basert på @RISK og 2000 iterasjoner.

Trinn 2 er @RISK beregning av sikkerhetsfaktoren (F). Parametrene φ_a og σ_n behandles her som gjensidig avhengige parametre med en avhengighets-koeffisient lik -0,9. Dette representerer negativ korrelasjon ved sampling; dvs. høye φ_a-verdier velges for lave verdier av σ_n og visa versa. Beregningsresultatet, basert på Latin Hypercube sampling og 20000 iterasjoner, fremgår av fig. 11.

I henhold til den probabilistiske metoden er sannsynligheten for utrasning i den aktuelle skjæringen:

$$P\ (\text{utrasning}) = P\ (F<1.0) = 0.046$$

Dette betyr at for de antatte kombinasjoner av vanntrykk, seismisk aksellerasjon og sprekkefriksjon, er sannsynligheten for utrasning i løpet av anleggets levetid lik 4,6 %. Resultatet kan alternativt tolkes som at 5 av 100 skjæringer vil rase ut for de spesifiserte betingelser.

Som det fremgår av fig. 11, er sannsynlighetsfordelingen for F svært lik en normalfordeling. Middelverdien av F er lik 1,65 og standardavviket er lik 0,44 (for en normalfordeling vil dette bety at 68% av de 2000 beregnede F-verdiene ligger mellom 1,21 og 2,09).

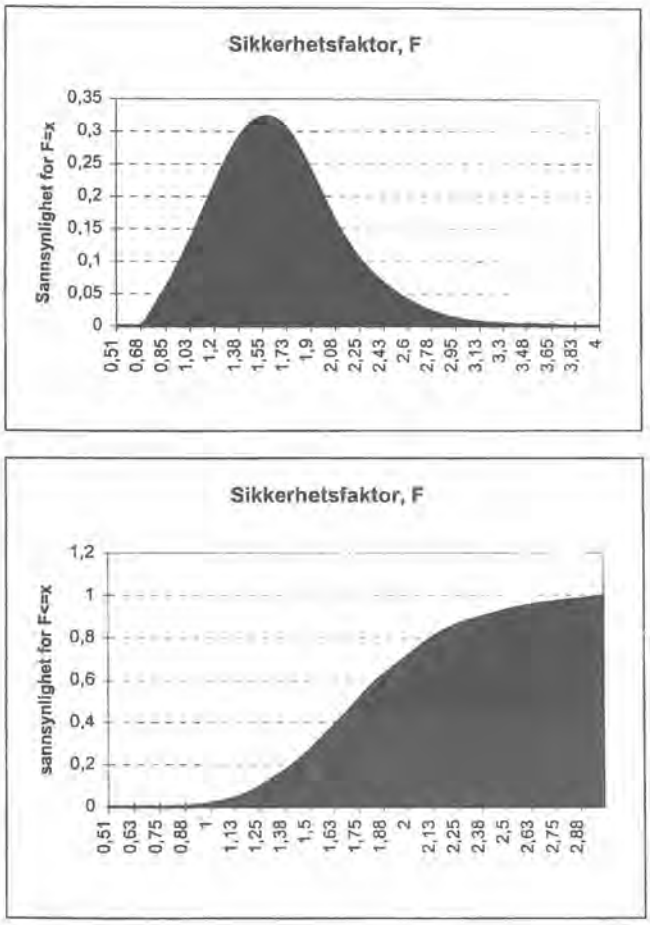


Fig. 11. Sannsynlighetsfordeling (øvre diagram) og kumulativ fordelingsfunksjon (nedre diagram) av sikkerhetsfaktoren (F) for Paunglaung-eksemplet.

5. TOLKNING AV RESULTATER

De ulike beregningsprinsippene gir tilsynelatende alle svært konsise resultater. Det er likevel en betydelig grad av usikkerhet knyttet til tolkningen av beregnede verdier. Sentrale spørsmål her er spesielt:

- Hva er den stabilitetsmessige konsekvensen av beregningsresultatet?
- Hvilken verdi kreves for å være på den sikre siden?

5.1 Deterministisk metode

Sikkerhetsfaktor F > 1,0 betyr per definisjon at de stabiliserende kreftene er større enn de drivende, og følgelig at tilstanden er stabil. Etter som det alltid er en viss grad av usikkerhet knyttet til inngangsparametrene er likevel ikke dette automatisk tilfelle. For

å ta hensyn til usikkerheten og differensiere sikkerhetskravet for ulike typer av konstruksjoner, benyttes ofte følgende kriterier:

- Korttids stabilitet (midlertidige vegger i dagbrudd, f.eks.) : $F \geq 1.3$
- Langtids stabilitet (permanente dagbruddsvegger, f.eks.): $F \geq 1.5$

Konseptet med én sikkerhetsfaktor har generelt den fordelen at det er enkelt å forstå, og metoden har også den fordel at den er vel innarbeidet. Partialfaktor metoden gir nok bedre kontroll/oversikt over beregningen, og en fordel er også at det finnes konsise standarder/retningslinjer (NS 3480/Eurocode 7) vedrørende kvantifisering av faktorer og krav til stabilitet. Standardene er imidlertid i hovedsak konsentrert om fundamentering og byggetekniske forhold, og har f.eks. ikke noe klart skille mellom ulike kategorier av konstruksjoner eller korttids/langtids-stabilitet.

Det er viktig å være klar over at på grunn av den generelle usikkerheten knyttet til inngangsparametrene betyr selv ikke $F >> 1.0$ nødvendigvis at sannsynligheten for utrasning er lik 0. Hvis det deterministiske prinsippet ikke er fullt ut forstått kan det følgelig noen ganger gi en falsk trygghetsfølelse.

Som det fremgår av tallene i tabell 1 og 2, er det bare for tilfellene uten jordskjelvaktivitet at stabiliteten ut fra de retningslinjene som er diskutert her er tilfredsstillende for Paunglaung-eksemplet. Det fremgår også at kun drenering som stabiliserende tiltak er utilstrekkelig, men må suppleres/erstattes med ekstra tiltak, f.eks. fjellankre.

5.2 Probabilistisk metode

Å vurdere konsekvensen av resultatet fra probabilistiske analyser, dvs. å vurdere hva som er akseptabelt vedrørende sannsynlighet for utrasning, er ofte vanskelig. Det finnes imidlertid retningslinjer som kan være til stor hjelp, bl.a. i byggeforskriftene, se tabell 3.

Tabell 3. Kriterier iht. byggeforskriftene vedrørende plassering av byggverk i skredfareområder (fra SBE, 1995).

Sikkerhetsklasse for skred	Konsekvens	Største nominelle årlige sannsynlighet
1	liten	10^{-2}
2	middels	10^{-3}
3	stor	$< 10^{-4}$

En konstruksjon anses etter SBE-retningslinjene som sikker når sannsynligheten for utrasning er mindre enn grenseverdien for den aktuelle klassen angitt i tabellen.

For Paunglaung eksemplet, med beregnet $P(F < 1.0) = 0.046$, og stipulert levetid for flomløpskanalen lik 50 år, vil den årlige sannsynlighet for utrasning være $9.2 \cdot 10^{-4}$. I henhold til kriteriene i tabell 3 vil dette tilfredsstille stabilitetskravet for en

konstruksjon i sikkerhetsklasse 2. Dammer tilhører imidlertid sikkerhetsklasse 3, og supplerende stabiliserende tiltak er dermed påkrevet også etter SBE-retningslinjene.

6. KONKLUSJON

Beregningene som her er beskrevet viser at stabilitetsanalyse er komplisert selv for relativt enkel geometri. Dette skyldes i stor grad de usikkerheter som er knyttet til inngangsparametrene, spesielt sprekkefriksjon og vanntrykk. Selve beregningen er vanligvis ikke noe stort problem, men tolkning av beregningsresultatene og vurdering av konsekvenser for design kan ofte være vanskelig.

For å etterkomme kravene i nyere standarder som NS 3480, Eurocode 7 og NS -ENV 1997-1 NAD er det en forutsetning at stabilitetsberegninger utføres etter partialfaktor metoden. Det er liten tvil om at dette prinsippet har visse fordeler sammenlignet med den gamle metoden med bruk av sikkerhetsfaktor. I tiden fremover vil en dessuten utvilsomt ofte komme i den situasjon at analyse forutsettes utført i henhold til de nevnte standardene, og i slike tilfeller har en naturligvis ikke noe valg vedrørende metode.

Det er likevel grunn til å regne med at den gamle metoden med én sikkerhetsfaktor fortsatt vil bli benyttet i mange sammenhenger. Dette skyldes først og fremst at denne metoden er så godt innarbeidet i fagmiljøet på bergsiden, men også at eksisterende standarder først og fremst omhandler bygningskonstruksjoner, og i mindre grad anlegg i berg.

Pga. den usikre, og ofte variable (ikke-konstante) karakteren til inngangsparametrene, har probabilistiske metoder for stabilitetsanalyse åpenbare fordeler. Det er også en fordel her at det finnes klare kriterier/retningslinjer for påkrevet sikkerhetsnivå. Ved analyse av særlig viktige konstruksjoner, og for vanskelige tilfeller, bør en derfor alltid vurdere probabilistisk analyse som supplement til deterministiske metoder.

Referanser

CEN (1994): Eurocode 7: Geotechnical Design - Part 1: General rules. European Prestandard ENV 1997-1. Comité Européen de Normalisation, 123 s.

Hoek, E. (1998): Rock Engineering. Chapter 8 - Factor of safety and probability of failure. Course notes. Internet utgave, s. 105-114.

NBR (1988): Norsk Standard 3480 - Geoteknisk prosjektering - Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider. Norges byggstandardiseringsråd, 11 s.

NBR (1997): Nasjonalt anvendelsesdokument (NAD) for NS-ENV 1997-1:1997 Eurocode 7: Geotechnical Design., Norges byggstandardiseringsråd, 14 s.

Nilsen, B. (1984): Stabilitetsanalyse av flomløpskanal, Paunglaung Hydropower Project. Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 1984. Tapir, s.31.1-28.

Palisade (1996): @RISK. Users guide, September 1996. Palisade Corporation, New York, 306 s.

Palisade (1997): Best Fit. Users guide, June 1997. Palisade Corporation, New York, 133 s.

SBE (1995): Tekniske forskrifter til plan- og bygningsloven av 14 juni 1985 nr. 77 - Kap. VII: Personlig og materiell sikkerhet. Statens Bygningstekniske Etat, 12 s.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

PUKKVERK UNDER JORD

NYTT PUKKVERK FOR FANA STEIN & GJENVINNING A/S
MILJØTILPASSING MED ØKONOMISK POTENSIALE

SENIOR RÅDGIVER FRODE S. ARNESEN
NOTEBY AS, AVDELING BERGEN

SAMMENDRAG

Historisk bakgrunn for overgang fra dagbrudd til underjords pukkverk er skissert.. Miljøforhold som anlegget har tilpasset seg til er : landskap, utslippskontroll, trafikk, støy, rystelser og fremtidige vegtunneler gjennom området. Anlegget er lagt til en tektonisert gneisbergart av god kvalitet Q = 30 - 40. Bergrom for knusing, sorterings og opplasting er lagt i flere nivåer. Største bergrom har h x b = 20 x 20 m. Brytningsrom er planlagt med dimensjoner opptil h x b x l = 100 x 25 x 200m med to langhullspaller. Etterbruk av bergrommene planlegges med deponering av uorganiske masser med lavt forurensingsnivå og aske fra forbrenningsanlegg. Ofentlige reguleringer og konsesjoner har tatt lang tid. Resultater fra utbyggingen av anlegget stemmer med forutsetningene. Underjords pukkverk i kombinasjon med deponering kan under gitte forutsetninger være lønnsomt, og er en aktuell arena for praktisk bergmekanikk.

SUMMARY

The historical background for development from open cast to underground excavation for crushed aggregates is outlined. The environmental issues adapted for the facilities are: Landscape, emission control, traffic, noise control ground vibrations, and future road tunnels. The rock mined are a granitic gneiss of good rock quality, Q = 30 – 40. Caverns for crushing, sizing and loading are constructed i several levels. Largest cavern for human access measures h x w = 20 x 20m. Mining caverns are planned with maximum dimensions h x w x l = 100 x 25 x 200m using two sublevel benches. Plans are worked out for use of established caverns for depositing inorganic masses with low contamination levels, and primary ash from incineration plant near by. Acquiring public approvals and concessions has been time consuming. Experiences from opening excavation works is according to the assumptions during planning. Underground extraction of rock for aggregates can be profitable under certain conditions, and is considered a future arena for practical rock mechanics.

INNLEDNING

Etablering av nye pukkverk nær etablerte bysamfunn i Norge vil etterhvert bli umulig. Man må ta undergrunnen i bruk .Her er et eksempel på et prosjekt som er utviklet for å produsere pukk til lavest mulig miljømessig kostnad i middels stor målestokk (ca 200.000 tonn/år)

HISTORIKK

Fana Stein & Gjenvinning , tidligere kommunal bedrift Fana Steinknuseverk har siden 60 - tallet drevet pukkverk for en stor del i kombinasjon med deponering av avfall med base ved Rådalen i Bergen. Virksomheten har blant annet etterlatt et friidrettsstadion, (Fana stadion), en treningshall i Fjell (Høiehallen), ca 20 km med vann- og avløpstunneler og ca 400 da med avfallsfylling gjenvunnet som jordbruksareal.

I løpet av 1980 - årene så man enden på de utnyttbare arealene for kombinasjon pukkuttak og avfallsfylling på de tilgjengelige arealer, og det ble iverksatt en prosess med utredning av løsninger. Det mest prekære var deponering og prosessering av kommunalt avfall. Først ble det søkt etter nye områder for sprengning av fjell og deponering i dagen , dernest ble underjordisk avfallssortering og anaeorob nedbryting vurdert inntil valget falt på et konvensjonelt forbrenningsanlegg. Pukkverksdrift ble dermed fristilt fra avfallsdeponering , og driften ble over en periode baser på masser fra tomteutbygging opptil 6 km fra pukkverket. I samme periode , 1992 -1994 ble det i regi av SINTEF og PGL gjort analyser av underjordsdrift for pukk for eksportformål som ble publisert. Disse analysene bekreftet at underjordsdrift for pukkproduksjon kunne vurderes.

FORPROSJEKTERING

Forprosjektet ble sluttført I 1995. Det ble planlagt 8 brytningsrom i stendafjellet med et samlet volum på 2,2 mill fm^3 , tilstrekkelig for 20 års drift med bergrom for knusing, sortering , lagring og opplasting. Den økonomiske analysen viste et lite overskudd for pukkverksdriften. Dersom de utsprengte bergrommene i tillegg kunne benyttes til deponering til markedspris, ville totalresultatet bli svært positivt.

For videre utforminger av meldinger og søknader ble det gjort analyser for tilpassing av anlegget til miljøet.

Stendafjellet er i dag et landskaps – natur og friområde hvor Stend Jordbruksskole driver skogsdrift. De planlagte tunnelåpningene ligger i områder med plantet lerkeskog som ikke skal ødelegges. Gjennom fjellet går det en tunnel drevet ut på 1970 – tallet som har et høydebasseng for drikkevann i indre del. Avstanden mellom høydebassengene og brytningsrommene er ca 300 m.

I driftsfasen vil sprengning foregå i skivepall med opptil 40 m lange borehull. Avstanden til bebyggelse kan komme ned i ca 250m uten at man kommer i konflikt med anbefalte normer for sprengningsinduserte rystelser. (NS 8141).

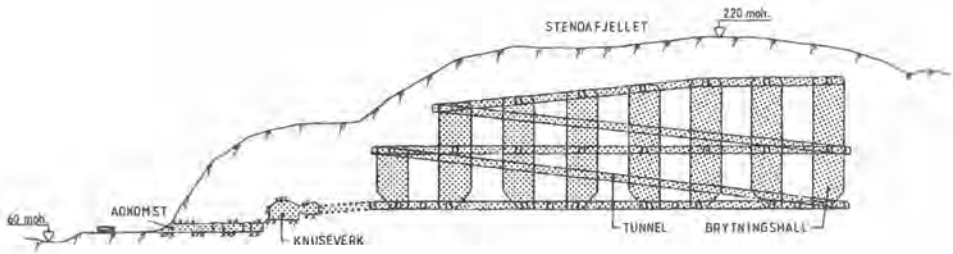
Ved uttransport av ca 200 000 tonn hvert år på eksisterende vegnett må arealer for trafikk og kryssløsninger tilpasses. Dette er gjort ved at trafikken gjennom anlegget ledes i en rundkjøring med adskilt kjøring ut og inn av anlegget. Trafikken vil så gå i egen bru over RV 553 og inn på et etablert industriområde med veiestasjon og etablert kryss med hovedveg.

Påvirkning på myrer og vegetasjon i området over anlegget fra bergrom ble vurdert i en egen hydrogeologisk undersøkelse med bakgrunn i tidligere utførte boringer i nærliggende områder. Permeabiliteten i området er dokumenter å være mindre enn på 10^{8} m/s eller 0,3m/år. Årsmiddelnedbøren er 1,9 m /år. Det er ikke åpent vann eller dype myrer i området.

Nivået på støy fra ventilasjon under drift ved eksisterende bebyggelse og naturterreng ble undersøkt i en egen undersøkelse. Norm for lydtrykk for rekreasjon,(35dBa) ble tilfredsstilt 50 m fra ventilasjonsåpninger for luftutslipp og 290 m (nærmeste nabo) fra antatt hovedinntak for ventilasjon. Støy fra eksisterende vegtrafikk vil imidlertid overskygge anleggsstøy til eksisterende bebyggelse.

Planlegging av ny stamvei sørover mot Os har pågått i en tiårsperiode og skal avklares endelig i denne vegplanperioden. Her foreligger tre alternative vegtraseer som har tunneller som passerer gjennom

pukkverk og brytningsområde. Forholdet ble avklart på den måten at anlegget ble flyttet 70m inn i berget. Alle de planlagte vegtunnelltraseene blir dermed gjennomførbare uten vesentlige tekniske problemer for noen av partene.



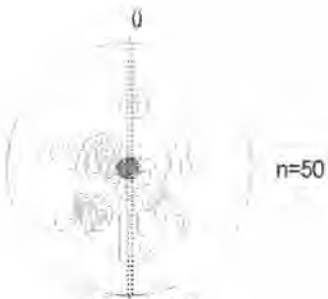
GEOLOGI

Stendafjellet ligger i den ytre del av bergensbuene og bergarten består av granittiske og glimmerrike gneiser gneiser som er sterkt foldet og omvandlet som varierer i sammensetning og farge. Regionalt sett er Stendafjellet en blokk på ca 1 x 2 km avgrenset av kraftige vertikale knusningssoner med retning nord/sør . Observasjon under drift har i tillegg vist at anlegget er gjennomskåret av en gjennomsettende svakhetssone med strøk øst- vest og slakt fall mot sør. Sikring av denne ble utført med bolter og fiberarmert sprøytebetong. Denne fører noe vann i kanaler, og den eneste vannlekkasjen av betydning i anlegget. Det er observert parallelle soner til denne i brytningsområdet.

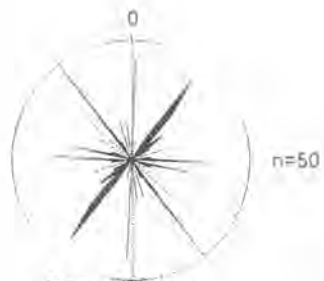
Den løpende kartlegging av anlegget viser at berget overveiende kan klassifiseres som "Godt" etter Q - metoden.

Innledende laboratorieprøving av pukk fra tunneldriften viser at bergarten kan klassifiseres i klasse1, men med tendens til stor sprøhet.

Orentering av brytningsrom er valgt rett nord - sør



Stereoplott
nedre halvkule

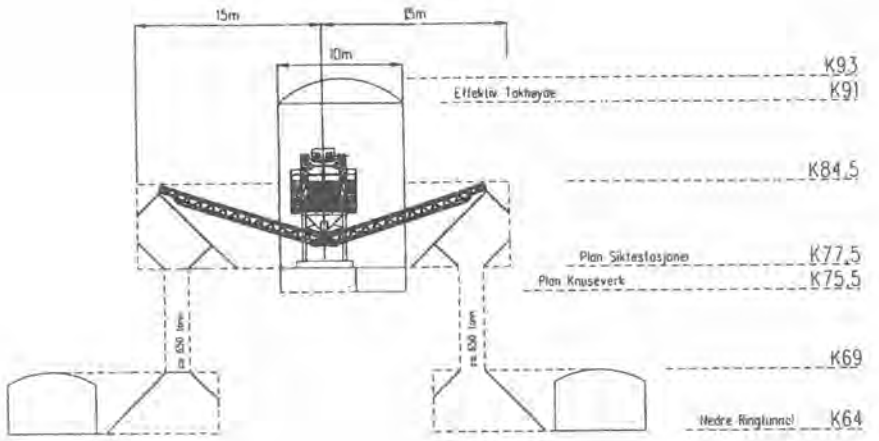


Rose diagram

DETALJPROSJEKTERING

Bergrommene blir prosjektert rundt en kompakt - nært ideelt knuse og sorteringsanlegg for i alt 15 forskjellige fraksjoner knust stein.. Andre forutsetninger for utformingen var: Kjøreadkomst for vanlig lastebil, pilhøyde 20% av tunnelbredden , plass for opplasting med hjullaster og fall til felles pumpesynk.. Største bergrom med adkomst for mennesker blir knuserom for sekundærknuser med bredde og høyde 20m.

Snitt av sorteringsdel



Erfaringene fra denne delen blir imidlertid brukt til planlegging av brytningsrommene.

Stendafjellet stikker opptil ca 200 m høyere en terrenget rundt. Bergrommene vil ligge grunt. Bergspenningene i området er ikke målt. Det regionale spenningsnivået er antatt å være lavt men med største horisontale spenning i N/S- retning.

Orientering av brytningsrommene ble valgt fra kartlegging og vurderinger i dagen og i tunneller og bergrom. Brytningsrommene er forutsatt å ha en bredde på 25 m , en høyde på 100m, og en lengde på 200m. Det første brytningsrommet får en høyde på ca 55m.

Gjenstående berg skal sørge for permanent stabilitet på kort og lang sikt. Mot dagen skal det stå igjen minst 30 m berg, og mellom brytningsrommene settes igjen bergfester med samme bredde som bergrommene. hvert 2. bergfeste vil få lasteorter i bunnen.. Sikring med bolter eller stag er bare mulig fra topp elle bunnstoll. Orienteringen er derfor valgt slik at veggene får best mulig stabilitet. Drift av anlegget er planlagt å foregå over minst 20 år og det regnes med betydelig tilpassing underveis etter beregninger, målinger og simuleringer.

Det forutsettes tilpassing av geometri under drift for lavest mulige sikringskostnader og dokumenterbar permanent stabilitet.

DEPONI SOM ETTERBRUK

Brytningsrommene vil når de er ferdige være stabile, men ikke sikret for opphold for mennesker. Markedet etterspør lager eller deponi for masser med lavgrad forurensing som ikke aksepteres lagt ukontrollert i terreng eller i sjø. Dette gjelder for eksempel fejemasser fra veger, sandfang masser, utskiftet byggegrunn fra byggetomter, bensinstasjoner og industri. og rivningsmasser fra bygg hvor trematerialer og papir er fjernet. Forbrenningsanlegget som ligger 500m fra pukkverket vil produsere ca 30 000 tonn aske pr. år. I andre land er slik aske brukt til både vegbygging og betongtilslag. Lagring i bergrom isolerer materialet og gjør det tilgjengelig for senere utnytting.

Sikring mot ukontrollert lekkasje av forurensing fra lageret eller deponiet besørges av en positiv grunnvansgradient inn i bergrommet og et gjennomgående fall i hele anlegget mot en felles pumpesynk med olje - slamavskiller som kan utvidet med et renseanlegg. Prinsippet blir det samme som for lagring av petroleumsprodukter i råsprengte bergrom. Fra pumpesump med slam og oljeavskiller er det forbindelse til en avløpsledning som ender i kommunens kloakkrenseanlegg og til utslipp i en god resipient. Vannmengdene som kommer inn i anlegget gjennom i berget er såvidt små at et renseanlegg kan ha små dimensjoner. Lagring av aske kan avgi mindre mengder gass det vil derfor bli permanent avlufting gjennom lufteåpning på toppen av anlegget.

Utforming av bergrommene er gjort for å få god brytningsøkonomi. Tilpassing til deponering med f. eks skille mellom fraksjoner kan påvirke utformingen og øke kostnadene.

OFFENTLIGE TILLATELSER

Innhenting av offentlige tillatelser i form av godkjenninger og konsesjoner er noe av det vanskeligste i planleggingsprosessen. Her skal kort gi karakteristisk tid for ulike faser:

Konsesjon etter bergverksloven: 1 år

- Regulering med privat reguleringsplan: 2 år , hvorav over et år venting.

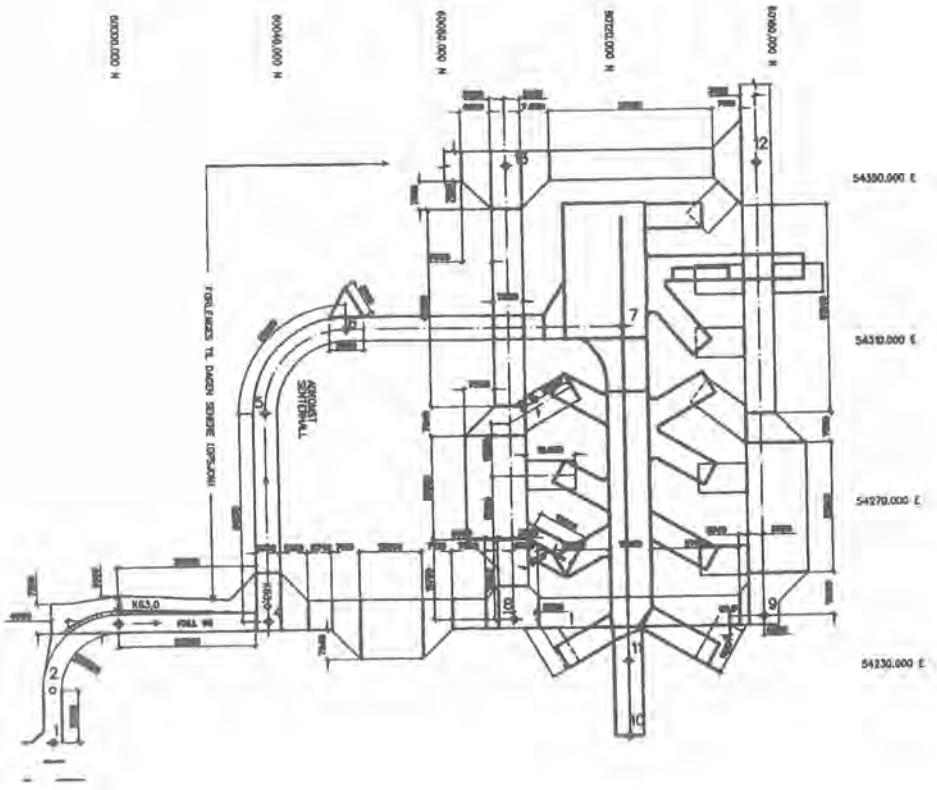
- Konsesjon for deponering . antatt 1 -2 år, men søknad kan ikke sendes før regulering er godkjent.

ERFARINGER FRA DRIFT

Anbud for første byggetrinn ble innhentet i februar 1999. Arbeidene startet i mars. Alle rom for knuse - og sorteringsanlegget er drevet ut og sikret.

Det har vært mange mindre endringer i utformingen under veis som har gått greit innenfor den enhetspriskontrakt som foreligger. Det har lykkes å drive størstedelen av anlegget som vekseldrift. Det kreves noe med arbeid med utstikking av et så vidt komplisert anlegg.

Plan av knuse-, sorterings- og utlastingsdel:



Total byggetid for anlegget blir ca 2 år. i denne tiden blir det produsert ca 150 000 tonn stein som i sin helhet går til pukkproduksjon.

Massene fra tunneldriften gir større støvtap enn vanlig. Videre reagerer kunder på forekomst av fiber fra sprøytebetong i massene.

Sikring av volum i brytningsrom som senere skal sprenges må utføres med glassfiberbolter eller wirestag for å unngå problemer i knuseprosessen.

KONKLUSJONER

Prisforskjellen mellom pukk fra drift under - og over jord er ca 10 - 15 kr pr. tonn. Denne kostnadsforskjellen kan oppveies av mindre "forbruk" av natur og gjenbruk av bergrom.

Følgende faktorer må være tilstede::

- God bergart
- Akseptable hydrogeologiske forhold både opp- og nedstrøms for anlegget
- Stort marked nært
- Konkurrerende dagbrudd langt unna
- Naboer minst 250 m unna
- Lønnsom gjenbruk av brytningsrom, f. eks med deponering.

Utforming av underjords brytningsområder med god langtidsstabilitet kan bli en viktig arena for faget bergmekanikk i Norge.

REFERANSER:

Nielsen, Hansen & Myrvang: Kostnadseeffektiv og miljøvennlig pukkproduksjon under jord
Fjellsprengningskonferansen 1994

Fagerli, Svein: Storskala underjordsdrift ved Norsk Nefelin A/S.
Fjellsprengningskonferansen 1992

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Bruk av Q, RMR og RMi i Svartdalstunnelen

Hval, Olav, Institutt for geologi, UiO
Løset, Fredrik, Norges Geotekniske Institutt, NGI

Oppsummering

Palmstrøms RMi-system ble ferdig utarbeidet i 1995. Systemet er ment å utvikle de bergmekaniske klassifikasjonssystemene videre og å danne grunnlag for en database for ulike bergmassers enaksiale kompresjonsstyrker. I en hovedfagsoppgave ved Universitetet i Oslo har systemet blitt sammenlignet med Q-systemet og RMR-systemet. Undersøkelsen ble utført i tilknytning til Svartdalstunnelen. Resultatene fra undersøkelsen gir ikke noe entydig svar på hvilket av systemene som gir de beste sikringsvurderingene. Erfaringene viser imidlertid at det er interessante forskjeller i bruken av systemene og systemenes følsomhet for ulike inputparametre. RMi-systemet er mer komplisert enn de andre to klassifikasjonssystemene. Ved første øyekast ser RMi-systemet derfor ut til å være mindre praktisk anvendbart. Det viser seg imidlertid at beregningene kan utføres på en enkel og oversiktlig måte ved bruk av regneark. Bruken av regneark har også sine fordeler, da sikringsvurderinger for svakhetssoner kan utføres på en enklere måte.

Abstract

The RMi-system was developed by Palmstrøm in 1995. The system is meant to constitute a further development of the rock-mechanical classification-systems and to create a datapool for the unconfined compression strength of different rock masses. In a Master-thesis conducted at the University of Oslo, this system has been compared with the Q-system and the RMR-system. The survey was conducted on a tunnelling project, the "Svartdalstunnelen". Judging from the results of the survey it is difficult to conclude that one system is better than the others in estimating the amount of support required in a tunnel. The experience indicates some interesting differences in the usage of the systems, and to which extent the systems are sensitive to certain parameters. The RMi-system is more complicated than the other systems. This may seem to make it less applicable to engineering problems. This problem is however overcome by the use of a simple spreadsheet. The use of a spreadsheet also has its advantages, as estimates of support-demands in weakness-zones can be done in a simpler way.

1 Innledning

Ved tunneldrift er det i dag ofte praksis å benytte ett eller flere bergmekaniske klassifikasjonssystemer. Systemene blir delvis brukt for å vurdere sikringsbehov for det angjeldende prosjekt, dels for å dokumentere bergmassens kvalitet i forhold til anvendt sikring. Videre får systemene brukeren til å fokusere på de viktigste faktorene for å vurdere bergmassens stabilitet. Et annet viktig poeng er at det utvikles et felles språk. Ved å studere parameterverdiene som er anvendt, kan en ingeniørgeolog raskt danne seg et bilde av kvaliteten på bergmassene. Systemene er empiriske og bygger på en lang rekke studier av tunnelprosjekter. Alle metodene har en del usikkerhetsmomenter knyttet til unøyaktighet i observasjoner og bergmassenes inhomogene natur. Sikringsvurderingen kan derfor aldri bli noe mer enn et estimat av behovet for sikring i tunnelen, og for eksempel bolteplassering må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Hensikten med studien som er gjennomført

I en hovedfagsoppgave ved Universitetet i Oslo har RMi-systemet blitt sammenlignet med Q-systemet og RMR-systemet. RMi-systemet har blitt spesielt vektlagt, da dette er mindre kjent enn de øvrige systemene. Det har i studiet av systemene blitt lagt vekt på funksjonalitet og evne til å gi gode vurderinger av sikringsbehovet. Videre har det blitt fokusert på systemenes anvendbarhet knyttet til vurdering av svakhetssoner. Hovedfagsoppgaven er ennå ikke fullført, og det vil følgelig bare presenteres foreløpige data. Ferdigstilling av oppgaven forventes våren 2000.

2 Metodebeskrivelse

Det vil her bli gitt en kort presentasjon av de ulike systemene. Presentasjonen er ikke ment å gi noen fullstendig beskrivelse av systemene og den interesserte leser anmodes derfor å studere referert litteratur.

2.1 Beskrivelse av RMR-systemet

RMR-systemet, "Rock Mass Rating System" ble utviklet av Z. T. Bieniawski i 1973 i Sør-Afrika. Metoden ble utviklet for bruk til tunneldrift. Metoden baserer seg på å summere verdiene for seks parametre.

	Parameterverdier
1. Enaksial kompresjonsstyrke	(0-15)
2. Oppsprekkingstall "Rock Quality Designation"-RQD	(3-20)
3. Avstand mellom diskontinuiteter	(5-20)
4. Forhold langs diskontinuiteter	(0-30)
5. Grunnvannsforhold	(0-15)
6. Diskontinuitetenes orientering	(0-(-12))

Summen av RMR-verdiene sammenliknes så med tabellverdier for ulike sikringsutforminger. (Bieniawski 1989)

2.2 Beskrivelse av Q-systemet

Q-systemet ble utviklet i 1974 ved Norges Geotekniske Institutt (NGI) i Oslo. Metoden baserer seg på stabilitetsvurderinger relatert til bergmassekvaliteten i tunneler og bergrom. Da metoden første gang ble lansert, bygget den på 200 eksempler. Antallet har senere økt til over 1000 i den siste versjonen. Q-systemet kan benyttes både til forundersøkelser og under selve anleggsarbeidet.

Metoden baserer seg på følgende seks parametre:		Parameterverdier
RQD	Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)	(10-100)
J_n	Tall for antall sprekkesett.	(0,5-20)
J_r	Sprekkeruhetstall	(0,5-4)
J_a	Tall for sprekkefylling.	(0,75-20)
$5J_w$	Sprekkevannstall	(0,05-1)
SRF	Spenningstall (Stress Reduction Factor)	(1-400)

Q-verdien regnes ut etter formelen:

$$Q=\frac{RQD}{Jn}x\frac{Jr}{Ja}x\frac{Jw}{SRF}$$

I et diagram for sikringsvurderinger kryssplottes så Q-verdien mot tunneldiameteren, og en sikringskategori framkommer.(Barton et. al. 1974)

2.3 Beskrivelse av RMi-systemet

RMi-metoden (rock mass index) ble utviklet av Arild Palmstrøm (1995). Hoveduttrykket er gitt ved formelen:

$$RMi = \sigma_c \cdot JP$$

Hvor:

σ_c = Enaksial kompresjonsstyrke for intakt berg, målt på prøver med 50 mm i diameter.

JP= Sprekke-parameter, en funksjon av parametrene jC, Vb og D, (se under). (JP-parametren korrigerer enaksial kompresjonsstyrke beregnet ved laboratorietester, slik at den skal gi et estimat av bergmassens kompresjonsstyrke).

$$JP = 0{,}2 \cdot \sqrt{jC} \cdot V_b^{\,D}$$

jC= Parameter for sprekkeforhold, en funksjon av parametrene jR, jA og jL, (se under).

$$jC = \frac{jR}{jA} \cdot jL$$

jR= Sprekkeruhetsparameter, (bygger på Q-systemets Jr-parameter).

jA= Sprekkeendrings-parameter, (bygger på Q-systemets Ja-parameter).

jL= Sprekkelengde-parameter.

Vb= Faktor for gjennomsnittlig volum av bergmassens blokker

D= En funksjon av jC-parametren:

$$D = 0{,}37 \cdot jC^{-0{,}2}$$

Sikringsvurdering ved bruk av RMi-systemet

Etter at en RMi-verdi har blitt bestemt, må i tillegg følgende parametre bestemmes før en sikringsvurdering framkommer.

Gc= Faktor for grunnforhold, (en funksjon av SL, RMi og C).

$$Gc = SL \cdot RMi \cdot C$$

SL= Spenningsnivå, (bygger på spenningsfaktoren SRF fra Q-systemet).

$$SL = 1/SRF$$

C= Justeringsfaktor for gravitasjonskraft, (δ: vinkelen mellom horisontalplanet og flater som heng eller vegg): C=5-4cosδ

Sr= Størrelses-forhold, (en funksjon av Ht eller Wt, Db, Nj, og C_0)

$$Sr = \frac{Wt\text{–}eller\text{–}Ht}{Db} \cdot \frac{C_0}{Nj}$$

Hvor:

Ht= Horisontal tunneldiameter

Wt= Vertikal tunneldiameter
Db= Ekvivalent blokkdiameter.
Nj= Justeringsfaktor for antall sprekkesett.
Co= Orienteringsfaktor for orientering av sprekker, relativt til tunnelaksen

Sikringsforslaget framkommer så ved å kryssplotte Gc-faktor og Sr-faktor i diagram. (Palmstrøm, 1995).

3 Beskrivelse av tunnelprosjektet

Prosjektbeskrivelse

Svartdalstunnelen er en veitunnel i Oslo som starter ved Ryen i øst og ender med påkobling til Ekebergtunnelen i vest. I den vestre enden av tunnelen vil det også bli avkjørsel ut til Konowsgate i Lodalen. (Se vedlagt kart). Hensikten med tunnelen er å øke kapasiteten på strekningen i tillegg til å bedre bomiljøet i nærområdet. Tunnelen ble påbegynt i mars 1998 og er planlagt ferdigstilt høsten 2000. Tunnelens lengde blir på 1,7 km. Byggherre for prosjektet er Statens Vegvesen og entreprenør Selmer ASA.

Geologisk beskrivelse

Påhugget i vest er drevet gjennom sedimentære kambrosilurbergarter inn mot Ekebergforkastningen (se kart). De sedimentære bergartene på nordsiden av forkastningen ble nedforkastet flere hundre meter ved en eller flere ekstensjonsforkastninger i Perm tid. Forkastningsbevegelsen har deformert de sedimentære bergartene kraftig. Også grunnfjellet på sydsiden av forkastningen er deformert i en 20-30 m bred sone inn mot forkastningen. De sedimentære bergartene utgjøres av etasjene 2, 3 og 4.
Etasje 2 består av svart skifer (Alunskiferformasjonen).
Etasje 3 består av graptolittholdig mørk skifer (Tøyenformasjonen og Hukformasjonen).
Etasje 4 består av kalkholdig leirstein og knollet kalkstein.

Sørøst for forkastningen har tunnelen blitt drevet gjennom prekambrisk gneis. Gneisen kan beskrives som åregneis, gjennomsatt av amfibolitter og pegmatittiske syenitter. Gneisen gjennomskjæres av tre steiltstående sprekkesett.

Bergmekaniske egenskaper

Bergtekniske problemer har vært spesielt knyttet til alunskiferen. Denne har vært tildels svært oppsprukket. Tette glideplan er overskåret av riss, noe som gir volumetriske sprekketellinger opp mot 20 sprekker per m^3. Glideplanene og en kaotiske foldestruktur er et resultat av deformasjon i forbindelse med forkastningen. Glideplanene og den høye oppsprekkningsgraden gir bergmassen svært lave Q-verdier (ned mot 0,03). Men disse verdiene skyldes ikke alunskiferen alene. Lav overdekning er også av stor betydning. Enkelte steder er fjelloverdekningen nede i 2-4 m. Dette har i kombinasjon med det sukkerbitaktige berget gitt svært lave og ugunstige spenningsforhold. I sonen nærmest forkastningen har lagerganger av mænaitt strukket seg horisontalt inn mot tunnelen. Dette har imidlertid vært av mindre betydning for bergmassens stabilitet.

De bergmekaniske egenskapene i gneisen har vært lang bedre enn i de sedimentære bergartene nær forkastningen. Gneisen har en langt høyere kompresjonsstyrke enn alunskiferen. Den har ikke utviklet glideplan og er på langt nær like oppsprukket. (Volumetriske sprekketellinger ned mot 2-3 pr m^3 har her vært vanlig). I tillegg stiger bergoverflaten kraftig opp langs

Ekebergåsen. Dette førte til at fjelloverdekningen raskt økte slik at et mer tilfredsstillende spenningsnivå i tunnelen ble oppnådd. Men også gneisen er overskåret av markerte svakhetssoner som har krevet tung sikring.

Sikring anvendt i tunnelen

Armerte buer har blitt benyttet i alunskiferen inn mot forkastningen. I selve forkastningssonen har det også blitt benyttet full utstøpning pga den lave overdekningen. I de mer kompetente bergmassene bestående av etasjene 3 og 4 har systematisk bolting og 5-10 cm fiberbetong blitt benyttet. Forbolting kan mange steder ha bidratt til å styrke bergmassen før utsprengning, slik at tyngre sikring har blitt unødvendig.

I påkoblingen mot Ekebergtunnelen har ett av tunnelløpene krysset over eksisterende løp i Ekebergtunnelen med så liten klaring at det har vært nødvendig å bygge bro mellom tunnelløpene.

Vannproblematikk

Til tross for alunskiferens dårlige bergtekniske egenskaper har det ikke vært problemer med vannlekkasje av særlig grad i denne. Det kan se ut til at bergmassens plastiske karakter har bidratt til å tette igjen de sprekker som har blitt dannet under forkastningsbevegelsen. Akkurat i forkastningssonen og et stykke inn i gneisen har det imidlertid oppstått betydelige lekkasjer. (Opp mot 50-100 l/min på tunnelstuff). Dette problemet har blitt løst ved injeksjon.

4 Arbeidsmetoder

Studien er blitt gjennomført ved at tunnelen har blitt kartlagt ved hjelp av klassifikasjonssystemene. En detaljert liste med nødvendige parametre ble utarbeidet til formålet. Schmidt-hammer, kompass og fotoapparat har vært nyttige hjelpemidler til disse undersøkelsene. Deretter har sikringsvurderingene fra de tre systemene blitt sammenholdt med faktisk anvendt sikring i tunnelen. Til vurdering av anvendt sikring er tunnelrapporter blitt benyttet. Her har opplysninger om antall kubikkmeter fiberarmert sprøytebetong pr salve, antall bolter og boltetyper blitt hentet ut. Til vurdering av sammenhengen mellom påført mengde sprøytebetong og resulterende tykkelse har data fra prøveboringer i betongen blitt benyttet.

5 Resultater fra fire utvalgte lokaliteter

Lokalitet 1

(Tunnelløp: Sentrum-Ryen, pæl nummer 1111).

Beskrivelse

- To sprekkesett, I: foliasjonen orientert 46/54 relativt til tunnelakse, sprekkesett II orientert 0/40 relativt til tunelaksen, med ca 1 m avstand mellom sprekkene.
- Volumetrisk sprekketelling: 4-5 pr m^3,
- Blokkvolum: Det ble observert blokkstørrelser fra $(0,15m)^3 = 0,0034\ m^3$ til 1,8x1,7x0,7= 2,1 m^3. Det ble til vurdering av blokkvolumet benyttet et konservativt anslag på $(0,5m)^3 = 0,125\ m^3$. (Dette anslaget er mindre enn 1/16 av de største observerte blokkvolumene, og burde være et brukbart konservativt anslag. Samtidig er det ca 37 ganger større en det mest konservative anslaget).

- sprekkeegenskaper: ru og plane, sprekkelengde: 4-5m, separasjon mellom sprekkeflater 0-1mm.Noe klorittbelegg kunne observeres lokalt på sprekkeflatene

RMi-verdi: 22,1, Q-verdi: 17,8, RMR-verdi: 72.

Sikringsforslag
RMi:
Heng: 40 mm uarmert betong, 2 m mellom bolting.
Vegg: 40 mm uarmert betong, 3 m mellom bolting.
Q:
Kategori 2: Systematisk bolting, 2,0 m mellom bolter, 3 m lange bolter.
RMR:
Kategori II: Good rock: Lokalt innsatte bolter i heng, 2,5 m avstand, eventuelt med wirenett i heng. 50 mm betong i heng, hvor nødvendig.

Anvendt sikring:
Fiberarmert betong, 6,2 cm tykkelse
Bolter: 3-4 m lange bolter med ca 1,5 m avstand i heng.

Lokalitet 2

(Ryen-Sentrum, pæl nummer 750)
I tunnelens løp fra Ryen mot Sentrum, (drevet fra sentrum), overskjæres tunnelen fra pæl nummer 730 til pæl nummer 770 av en 3-4 m bred svakhetssone. Svakhetssonen er orientert ca $20\text{-}30^0$ på tunnelaksen. Sonens kjerne består av oppknust fjell, omgitt av ca 0,5 m tykke leirslepper på begge sider. Leirsleppene forsvinner etter pæl nummer 762, mens den oppknuste delen kiler ut fra tunnelen omkring pæl nummer 770. Sonen har et fall på ca $40\text{-}50^0$ mot venstre vegg, sett i driveretningen mot Ryen. Stuff forøvrig besto av relativt massiv gneis.

Beskrivelse av gneis:
- Tre sprekkesett, I: 43/78 relativt til tunnelakse, 0,1 m avstand mellom sprekker, II: 45/47 relativt til tunnelakse, 0,4 m avstand mellom sprekker, III: 10/58 relativt til tunnelakse, 0,5 avstand mellom sprekker. Gjennomsnittlig sprekkeavstand ca 30 cm.
- Volumetrisk sprekketelling: 10 per m^3, Blokkvolum: 0,15x0,40x0,20=0,012 m^3.
- Sprekkeegenskaper: Ru, svakt undulerende sprekkeflater, ikke forvitret, avstand mellom sprekkeflater: 1-2 mm, gjennomsnittlig Sprekkelengde: 1-2 m.
- Ingen vanninntrengning
- Overdekning 15-20 m.

Beskrivelse av svakhetssonen:
- Sonens er orientert ca 30/45 relativt til tunnelaksen.
- Bredde 3 m.
- Sentral del: Sært oppknust, Vb=0,1x0,1x0,05m=0,0005m^3, ca 2-3 m bred.
- Yttergrensene av svakhetssonen: Leirslepper, med bløt leire, ca 0,5 m brede.

RMi-verdi: 0,18, Q-verdi: 0,04, RMR-verdi: 37

Sikringsvurdering:
RMi:

Tak: 200 mm fiberarmert betong + full utstøpning.
Vegg: Spesialdesignet fiberarmert betong 200 mm/ full utstøpning.
Q:
Sikring: Klasse 8, fiberarmert sprøytebetong >15 cm, armerte ribber av sprøytebetong og bolting, eller utstøpning.
RMR:
Gneis: Kategori II, Good rock.
Svakhetssonen: Kategori IV: Poor rock, 100-150 mm betong i heng, og 100 mm i veggene. Lette til middels store stålbuer, med 1,5 m separasjon hvor nødvendig.

Anvendt sikring
Anvendt sikring pr 3 m salve:
- 13 forbolter à 7 m lengde +12 m bånd til å stive av forboltene.
- Ca 1,5 m avstand mellom CT-bolter.
- Ca 7,6 cm tykkelse fiberarmert betong.
- Bue, 1,2 m bred, bestående av 12 m^3 uarmert betong, 36 armeringsjern à 6m x 20mm, 16 armeringsjern à 1m x 20mm og 18 CT- bolter à 3m.

Generelt om sikring av svakhetssonen:
- Det har i området fra pæl nummer 732 til 770 blitt benyttet 5 buer i tillegg til ca 7-8 cm fiberarmert betong, forbolting, og vanlig bolting.
- Antall salver på strekningen: 10.

Lokalitet 3

(Ryen Sentrum, pæl nummer 628)
Beskrivelse:
Stuff besto her av svært oppsmuldret, flisig alunskifer. Skiferen raste lett inn i tunnelen. En viss vanninnstrømning så ut til å forverre stabiliteten av skiferen ytterligere.
- Meget sterkt oppsprukket fjell, fire eller flere sprekkesett. Skifrigheten dannet tynne flak med en tykkelse på 1-2 cm og 5-10 cm utstrekning.
- Sprekkene dannet bølgete glideplan, sprekkene har kort utstrekning, ofte bare noen titalls cm.
- Tunnelen har en overdekning på ca 14 m.

RMi-verdi: 0,036, Q-verdi: 0,09, RMR-verdi: 27.

Sikringsvurdering:
RMi:
Heng: Spesialdesignet betong eller utstøpning. Vegg: 10-25 cm fiberarmert sprøytebetong og 0,5-1,5 m avstand mellom bolter. (Beregnet ved hjelp av Continious-ground-vurdering, se Palmstrøm 1995).
Q:
Kategori 8, fiberarmert sprøytebetong > 15 cm, armerte ribber av sprøytebetong og bolting, eller utstøpning.
RMR:
Kategori IV: Poor Rock: Systematisk bolting med 1-1,5 m avstand, 100-150 mm betong i heng og 100 mm i vegg. Lette til tunge stålbuer med 1,5 m avstand i mellom, hvor dette er nødvendig.

Anvendt sikring:
- Fiberarmert sprøytebetong med 8,8 cm tykkelse.
- Bolter med 1,5 m separasjon
- Bue, bestående av 12 m^3 uarmert betong, 30 armeringsjern à 6 m og 12 armeringsjern à 1 m.

Lokalitet 4

(Tunnelløp Ryen-Sentrum, rampe for tilkobling til Ekebergtunnlen, pæl nummer 352)
Lokaliteten ligger mellom overføring over tidligere rampe fra Ekebergtunnelen til avkjøring til Lodalen og eksisterende NØ-gående løp av Ekebergtunnelen. Grunnet tunneldrift over Ekebergtunnelen med svært liten klaring har forbolter blitt benyttet både i heng og i såle.

Beskrivelse:
- Mørk skifer gjennomsatt av tre sprekkesett. Det mest markerte av disse orientert $0/45^0$ relativt til tunnelaksen, og utgjøres av lagningen. Sprekkeavstand ca 30 cm. Steiltstående sprekkesett med strøk normalt på tunnelaksen har 10-15 cm separasjon mellom sprekkene.Uheldig orientert sprekkeflate skjærer gjennom tunnelstuff fra øvre høyre til nedre venstre side. Sprekkeflaten heller mot driftsretningen.
- Volumetrisk sprekketelling; 12 pr m^3. Blokkvolum: 0,15x0,15x0,15 = 0,003375 m^3.
- Sprekkeegenskaper: Plane glatte sprekker, ingen sprekkefyllinger, 3-4 m lange sprekker.
- Tunnelen er fuktig, men uten drypp.
- Overdekning ca 20 m.

RMi-verdi: 3,2, Q-verdi:3,3, RMR-verdi: 54

Sikringsvurderinger:
RMi:
Heng: 100 mm fiberarmert og 0,5-1,5 m mellom bolter. Vegg: 60 mm fiberarmert sprøytebetong og 1,5 m mellom bolter.
Q:
På grensen mellom kategori 4 og 5: Systematisk bolting 1- 1,6 m avstand og uarmert sprøytebetong 4-10 cm.
RMR:
Kategori II: Good rock, lokal bolting i heng med 2,5 m separasjon, enkelte steder med wirenett. Eventuelt 50 mm betong i heng.

Anvendt sikring
- Fiberarmert sprøytebetong: 7,6 cm tykkelse.
- 19 stk forbolter á 7 m benyttet i heng og såle. Forboltene forbundet med bånd.
- CT-bolter med 1-1,5 m avstand

6 Diskusjon og konklusjon

Det er en del praktiske forskjeller i bruken av de ulike systemene. Q- og RMR-systemene lar seg lett anvende uten bruk av PC, mens dette vanskelig lar seg gjøre ved bruk av RMi-systemet i dets fullstendige form. Årsaken til dette ligger i RMi-systemets mer kompliserte formelverk,

og i at RMi-verdien ikke kan benyttes direkte i diagrammet for sikringsvurdering, men at det i denne vurderingen tilføyes ytterligere parametre. Palmstrøm (1998) har imidlertid utviklet et Excel regneark som gjør at denne vurderingen er lett å gjennomføre. Fordelen med bruk av dette regnearket er at man får ut ett estimat for sikring av tunnelhengen og ett estimat for sikring av tunnelveggen.

Et annet moment som gjør systemene noe ulike, er at RMR- og RMi-systemene vurderer orienteringene av sprekkeplan på ulik måte. Der hvor RMR-systemet tar hensyn til orienteringen i forhold til driftsretning, tar RMi-systemet kun hensyn til sprekkesettets orientering sett i forhold til tunnelaksens orientering. RMi-systemet har også en enklere beskrivelse av de ulike orienteringene sprekkesettene kan ha. Q-systemet har ikke en tilsvarende parameter for sprekkeorienteringer.

Q- og RMi-systemene har en interessant forskjell i beskrivelse av spenningsforhold. Q-systemet baserer seg her på en grundig visuell beskrivelse av ulike gunstige og ugunstige spenningsforhold, og skiller mellom tunneler på over og under 50 m dyp (Løset 1997). I RMi-systemet er denne beskrivelsen kraftig redusert, men det benyttes istedenfor en mer detaljert inndeling i tunneldyp hhv <10 m, 10-35 m, 35-350 m og >350 m. (Palmstrøm 1995). Det kan diskuteres hvilke beskrivelse som vil fungere best i praksis, men erfaringene fra Svartdalstunnelen tyder på at variasjoner i dyp mellom 0 og 50 m har svært mye å si for sikringsbehovet. En tilknytning til slike dybdevurderinger i metoden virker derfor å være fornuftig.

Det har i Q- og RMi-systemene blitt utviklet metoder for vurdering av mindre svakhetssoner som krysser tunnelaksen. Disse beregningene gjøres manuelt i Q-systemet, men er i RMi-systemet videreutviklet slik at beregningen av sikringen for svakhetssonen framkommer automatisk ved angivelse av parametre for svakhetssonen. Det er mange forhold som spiller inn ved sikring av svakhetssoner, og en kan se for seg at en slik automatisk vurdering kan overse enkelte av disse. I sikringsvurderingen tas det imidlertid hensyn til en rekke parametre, som orientering av svakhetssonen, bredden av svakhetssonen, svakhetssonens bergmekaniske egenskaper, sidebergets egenskaper og spenningsforhold. Dette er i vesentlig grad de samme parametrene som også vurderes ved bruk av Q-systemet.

En annen stor forskjell mellom systemene er i hvor stor grad vannlekkasjer vektlegges. Som den ene ytterlighet står RMi-systemet, hvor vanninntrengning ikke er en egen parameter, via Q-systemet som har med en slik parameter, til RMR-systemet hvor denne parametren blir tillagt stor vekt. Utifra det innsamlede datasettet er det ikke mulig å fastslå hvilke av disse vurderingene som gir det best mulige resultat. Det er neppe tvil om at en betydelig vanninntregning vil ha betydning for stabiliteten av bergmassen. Samtidig kan det synes som om skillet mellom tørt, fuktig og vått bergrom i RMR-systemet tillegger denne parametren vel stor vekt, (Bieniawski 1989).

I Q- og RMi-systemene inngår tunneldiameteren direkte i diagrammene for sikringsvurderinger. Dette er ikke tilfellet i RMR-systemet, hvor sikringsvurderingen er gitt i forhold til en fast tunneldiameter på 10 m og en vertikal spenning på <25 MPa. Dette gjør RMR-systemet mindre fleksibelt til å vurdere sikringsbehovet for tunneler med andre diametre.

Både i RMR- og i RMi-systemene benyttes en parameter for sprekkelengde. Denne gis gunstigere verdier, jo kortere sprekkene er. Dette kan for enkelte bergamasser få utilsiktede

følger, da en tett oppsprukket/ oppknust bergmasse ofte vil ha korte sprekker og som følge av dette kan gi mer optimistiske RMi og RMR-verdier.

Den kanskje viktigste forskjellen mellom systemene synes å være at Q- og RMi-systemene er logaritmiske, noe som fører til en langt større spredning i vurderinger enn hva som oppnås med RMR-systemet. Hele datasettet fra Svartdalstunnelen gir kun variasjon mellom tre ulike sikringskategorier i RMR-systemet, mens det i Q- og RMi-systemene varieres mellom en lang rekke forskjellige sikringsopplegg. Disse forskjellene kan vurderes på ulike måter. En kan hevde at forskjellene i bergkvalitet i gneisen har vært relativt liten og at RMR-systemets jevne vurderinger av sikringsanslaget gir et bedre estimat enn de ofte svært varierende resultatene man kommer fram til ved bruk av RMi- og Q- systemene. På den annen side synes det lite hensiktsmessig å benytte et system som gir den samme sikringsvurderingen selv med svært ulike inputparametre.
Det synes vanskelig å skulle trekke bastante konklusjoner om forholdet mellom anvendt og foreslått sikring ut fra bruk av de ulike systemene. Enkelte steder har Q- og RMi-systemene gitt vel optimistiske sikringsforslag, blant annet kategorien spredt bolting uten bruk av sprøytebetong. Slik lett sikring har ikke blitt anvendt noe sted i tunnelen. Det er imidlertid en lang rekke feilkilder som kan innvirke på resultatene. Ofte har en begrenset tid til å observere forholdene på stuff, noe som resulterer i ufullstendige observasjoner. Det kan også være vanskelig å komme tett innpå stuff, på grunn av pågående arbeider eller usikrede ustabile bergmasser. At Q- og RMi- systemene er logaritmiske, kan se ut til å gjøre dem vel sensitive for enkelte inputparametre. Dette kompenseres imidlertid i stor grad av at sikringsvurderingen framkommer fra et log-log plott. Et annet usikkerhetsmoment er bergmassens inhomogene natur. En eksakt beskrivelse er derfor vanskelig å utføre kun ved hjelp av overfladiske observasjoner. Det bør også nevnes at det selvsagt kan være forskjell mellom anvendt sikring og tilstrekkelig sikring.

Interessante observasjoner ble gjort med hensyn til bruken av forbolter. Denne sikringsmetoden er ikke nevnt som sikringsmiddel i noen av sikringssystemene.
Sikringsformen er først og fremst regnet som en arbeidssikring, men den synes å ha en tydelig forbedrende effekt på bergmassens kvalitet.
Det ser ut til at det kunne være en god ide å innføre forbolter som en sikringskategori i sikringssystemene, da denne forholdsvis enkle og raske sikringsmetoden utsetter behovet for bruk av buer og senere full utstøpning. En kan for eksempel se for seg at bruken av forbolter på lokalitet 2 kan ha redusert behovet for bruk av full utstøpning.

RMi-systemet står dels for noe nytt innen klassifikasjonssystemene. Systemet ser ut til å kunne være spesielt nyttig i bergmasser som har en relativt regelmessig oppsprekking. I slike bergmasser kan parameteren for blokkvolum sannsynligvis gi et bedre estimat av blokkstørrelse enn det man oppnår ved hjelp av RQD og Jn i Q-systemet. En svakhet ved bruk av RQD-verdier er at disse er svært sensitive for grensetilfeller hvor sprekkeavstanden ligger omkring 10 cm, i tillegg til at RQD-verdier ikke kan beskrive store eller svært små sprekkeavstander. Ved bruk av parametren for blokkvolum i RMi-systemet kan derimot et kontinuum av blokkstørrelser beskrives. I bergmasser som gneis kan det imidlertid introduseres en feil ved å benytte en sensitiv parameter for vurdering av blokkvolumet. Dette skyldes at blokkvolumet her er svært vanskelig å bestemme. Det kan derfor bli store variasjoner i denne parameteren fra observasjon til observasjon, noe som introduserer store variasjoner i RMi-verdi og senere i sikringsanslag. Man ville her sannsynlig vis ha kommet fram til et bedre resultat om man hadde nedtonet denne parametren ved for eksempel å ha benyttet en fast blokkstørrelse.

Noe av det mest spennende med RMi-systemet er at det ligger en tanke bak om å bygge opp en database med data for bergmassens enaksial kompresjonsstyrke. Dette datasettet vil være uavhengig av lokale variasjoner i spenningsforhold, vannforhold, tunneldiameter osv, og vil derfor gi en mer nøytral bergmekanisk kvalitetsbeskrivelse av ulike bergarter/bergmasser. Bergmassene bestående av gneis i Svartdalstunnelen har gjennomsnittlig hatt en RMi-verdi på 11, med et standard avvik på 4.

7 Referanseliste

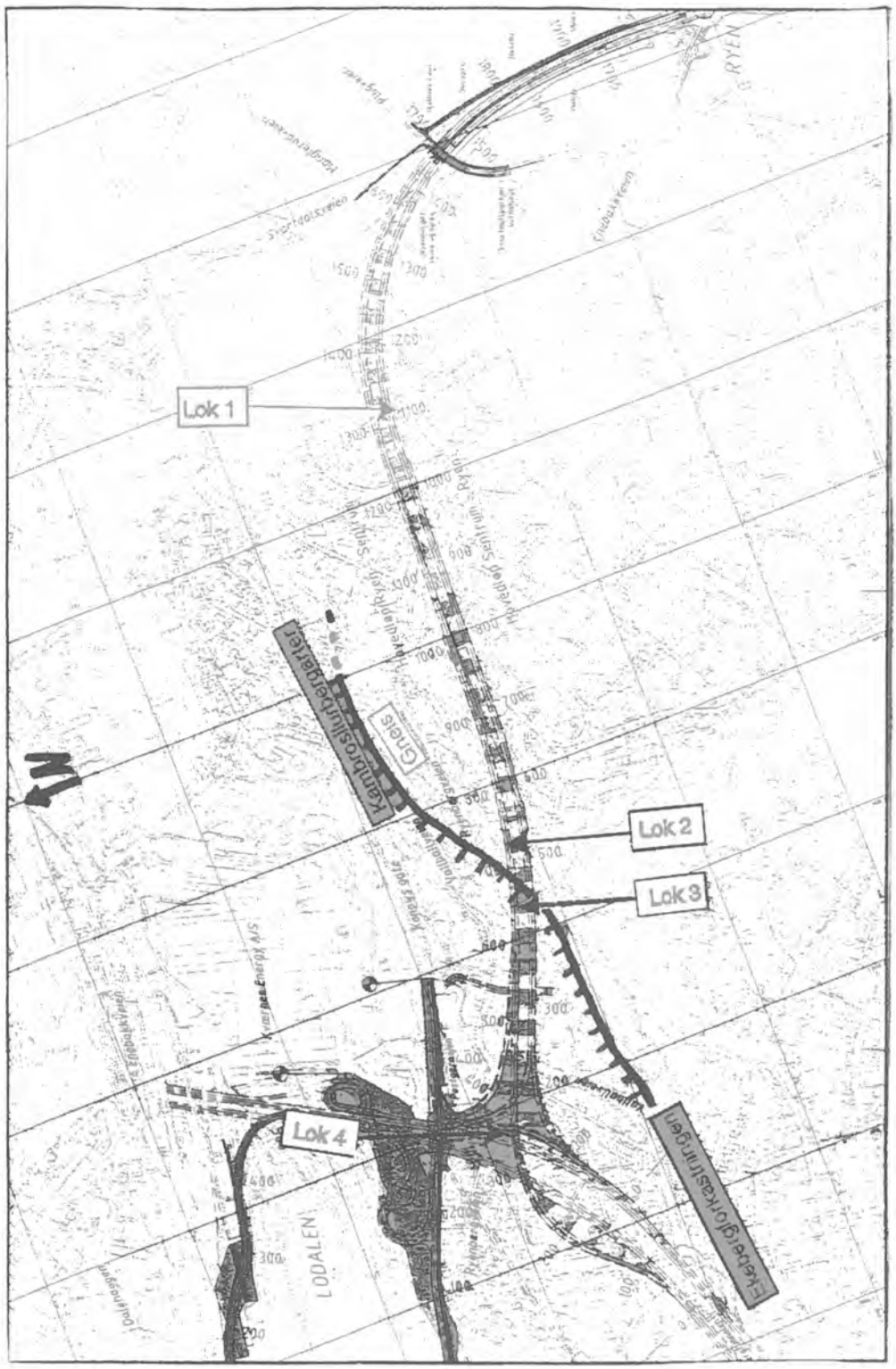
Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. 1974: Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Publikasjon NR. 106, 1-52.* Norges Geotekniske Institutt, 1-47.

Bieniawski, Z. T. 1989: *Engineering Rock Mass Classifications. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering.* John Wiley Sons, Inc. 50-90.

Løset, F. 1997: Ingeniørgeologi, Praktisk bruk av Q-metoden. *NGI-rapport.* Norges Geotekninske Institutt, 44s.

Palmstrøm, A. 1995: RMi-a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D. thesis, University of Oslo, Norway. 400 pp.

Palmstrøm, A. 1998: Excel regneark for utregning av RMi-verdier, upublisert.



Kart over Svartdalstunnelen.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Q_{TBM} – EN NY METODE FOR FOR VURDERING AV FREMDRIFT VED TBM-BORING

Nick Barton og Fredrik Løset, Norges geotekniske institutt, NGI

SAMMENDRAG
En ny metode for å vurdere *penetrasjonshastighet* (Penetration rate, PR) og *inndrift* (Advance rate, AR) ved TBM-boring er utviklet. Den er basert på et utvidet Q-system og en gjennomsnittlig matekraft (kraft per kutter) i forhold til antatt bergmassestyrke. Orienteringen av sprekker og andre strukturer er tatt med i beregningen sammen med trykkstyrke eller punktlasstyrke for bergarten. Bergartens sliteevne er tatt inn via NTNU's kutterlevetid-indeks (Cutter life index, CLI). Spenningsnivået er det også tatt hensyn til. Verdien til det nye parameteret Q_{TBM} kan anslås ved forundersøkelser, men kan også etterberegnes ut fra boreresultatene.

SUMMARY
A new method for predicting *penetration rate* (PR) and *advance rate* (AR) has been developed for TBM tunnelling. It is based on an expanded Q-system of rock mass classification and on average cutter force in relation to the appropriate rock mass strength. Orientation of fabric or joint structure is accounted for, together with the compressive or point load (tensile) strength of the rock. The abrasive or non-abrasive nature of the rock is incorporated via the University of Trondheim cutter life index (CLI). Rock stress level is also considered. The new parameter Q_{TBM} can be estimated during feasibility studies, and can also be back-calculated from TBM performance during tunnelling.

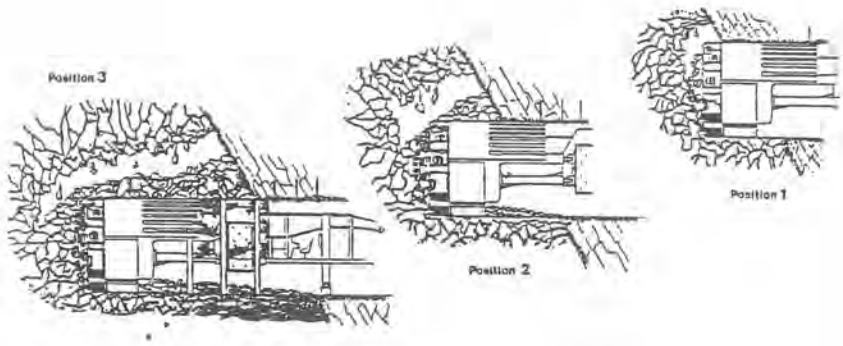
INNLEDNING

Tunnelboring med TBM kan gi ekstreme inndriftsresultater alt fra 15 km/år ned til 15 m/år, i noen tilfeller enda nærmere null. Når bergforholdene er rimelig gode, kan inndriften (AR) med TBM være to til fire ganger raskere enn ved konvensjonell sprengning. Problemene oppstår ved ekstreme bergmassekvaliteter. Både for dårlig (se fig. 1) og for god kvalitet (ingen sprekker) kan medføre at alternative drivemåter er å foretrekke.

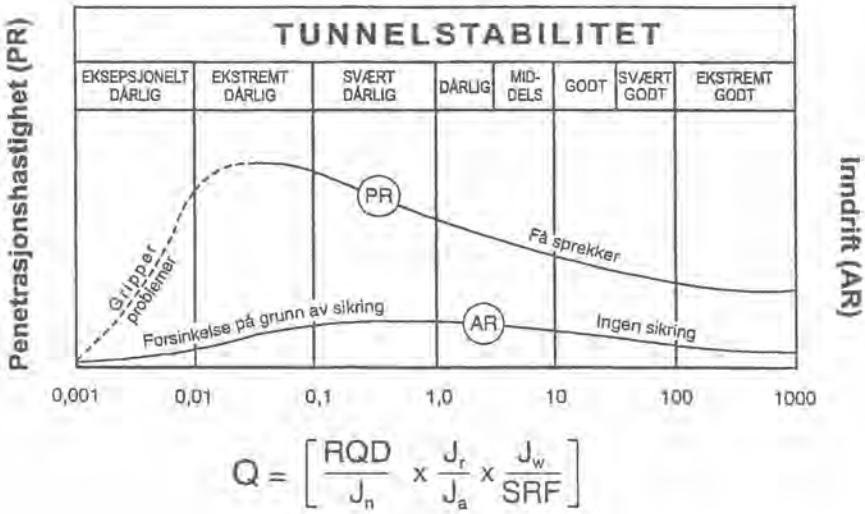
En stor utfordring er å kunne vurdere sammenhengen mellom bergmasseegenskapene og de vesentlige egenskapene til bormaskinen slik som matekraft og kutterslitasje. Med innsikt i denne sammenhengen kan man unngå overraskelser med hensyn til inndriften. I en TBM-tunnel i skifer drevet i 1967 (Robbins 1982) ble det rapportert om en framdrift på 7,5 km i løpet av fire rekordartede måneder. Tidligere ved det samme prosjektet, hadde 270 m med bregrus tatt nær sju måneder å komme gjennom. Inndrifter (AR) fra 2,5 m/time til 0,05 m/time ved det samme prosjektet må kunne forklares på grunnlag av en kvantitativ bergmasseklassifikasjon. En penetrasjonshastighet (PR) på 10 m/time i korte perioder er så forskjellig fra inndriften gjennom en stor regional forkastning på 0,005 m/time at det trengs en lang skala for å beskrive kvalitet. Det nye parameteret Q_{TBM} spenner over en skala på 12 tierpotenser. I hver ende av denne skalaen er forholdene svært ugunstige for inndrift og prosjektøkonomi når det gjelder TBM-boring.

Q og Q_{TBM}

Q-systemet ble utviklet i 1974 med utgangspunkt i eksempler fra sprengte tunneler, og det inneholder nå totalt 1250 eksempler (Grimstad og Barton, 1993). Q-skalaen strekker seg over 6 tierpotenser. Kontinuerlige soner av skviseberg og leirsoner kan ha en Q-verdi på 0,001, mens harde, massive bergarter uten sprekker kan ha en Q-verdi opp til 1000. Begge disse



Figur 1. Forkastninger er stadig en utfordring ved TBM-boring og forårsaker store forsinkelser. En kvantifisering er nødvendig. Robbins, 1982.



Figur 2. For å beskrive forholdet mellom Q, PR og AR trengs det en del maskinelle parametere.

forhold vil vanligvis være svært ugunstige for TBM-boring. Ved de laveste Q-verdiene kan maskinen bli stoppet for lengre perioder, og det trengs omfattende forbehandling av bergmassene og tung sikring. Ved de høyeste Q-verdiene kan en risikere en inndrift så lav som 0,2 m /time i flere måneder, på grunn av stadig behov for kutterskifte.

Den vanlige trenden for penetrasjonshastighet (PR) ved uavbrutt boring og inndrift (AR) over lengre perioder er vist på fig. 2. Q-verdien kan langt på vei forklare størrelsen av PR og AR, men det er her nødvendig med visse modifikasjoner, og i tillegg trengs det noen parametre som kan beskrive forbindelsen mellom maskinen og bergmassene.

Det er nylig utviklet en ny metode for å anslå PR og AR ved bruk av Q-verdien og en ny parameter Q_{TBM} (En nærmere presentasjon av metoden vil bli gitt hos Barton, 2000). Metoden er særlig basert på de kjente Q-parameterne, men har i tillegg parametre som beskriver forbindelsen mellom maskinen og bergmassene. Tilsammen gir dette en skala som potensielt spenner over 12 tierpotenser. De eksakte verdiene for Q_{TBM} er sterkt avhengig av matekraften.

Fig. 3 kan brukes til å illustrere fire klasser for bergmasseforhold som trenger en kvantitativ beskrivelse:

1. Oppsprukket, svakt berg, lett å bore, noe sikring.
2. Hardt massivt berg, tungt å bore, hyppige kutterskift, ingen sikring.
3. Høye spenninger, skvising, maskinen kan bli sittende fast, nødvendig med overboring, tung sikring.
4. Forkastninger, overmasser, erosjon av småpartikler, store forsinkelser på grunn av behov for drenering, injeksjon, foreløpig sikring med stålbuer, tilbakefylling med betong.

Den nye verdien Q_{TBM} inneholder parametere som tar hensyn til forskjellige bergforhold og de viktigste måtene en TBM reagerer på ved ulike forhold.

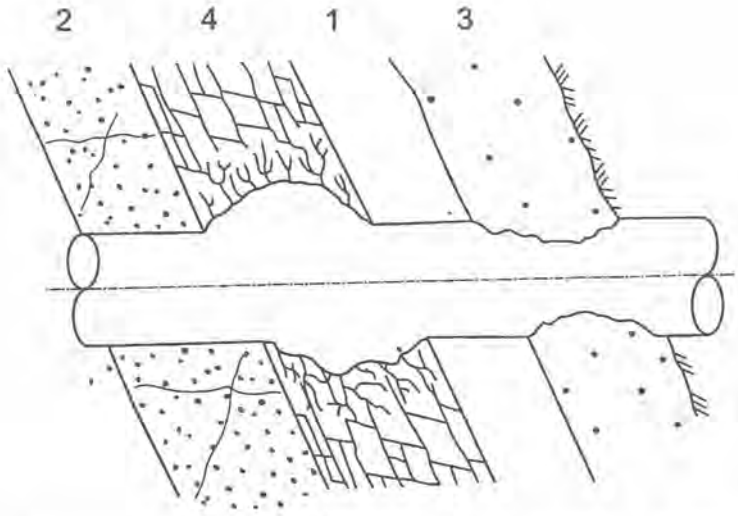
Den konvensjonelle Q-verdien sammen med kutterlevetidindeksen (Johannessen et al. NTH, 1994) og kvartsinnholdet kan forklare noen av de forsinkelsene som kan oppstå. Q-verdien kan også benyttes til å bestemme sikring, men en må da ta hensyn til at i den sentrale delen av Q-diagrammet, kan logging i TBM - tunneler gi høyere Q-verdier enn i en tilsvarende sprengt tunnel (Barton 2000).

En definisjon av Q_{TBM} er gitt på fig. 4, og adjektivene på toppen av denne figuren antyder forholdene for boring. (Legg merke til forskjellen fra adjektivene på det vanlige Q-skjemaet som er vist på fig. 2 og som beskriver bergmassestabilitet og behov for sikring). Komponenetene i Q_{TBM} er følgende:

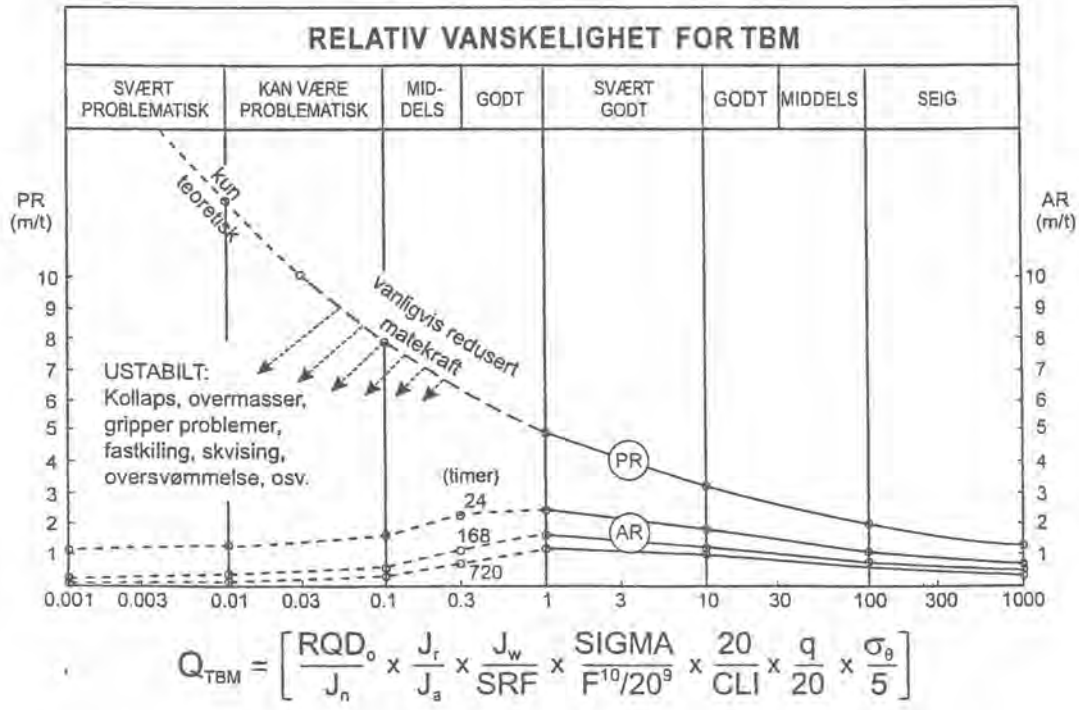
$$Q_{TBM} = \frac{RQD_0}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \times \frac{SIGMA}{F^{10}/20^9} \times \frac{20}{CLI} \times \frac{q}{20} \times \frac{\sigma_\theta}{5} \qquad (1)$$

Hvor:
RQD_0 = RQD (%) beregnet langs tunnelretningen. RQD_0 blir også brukt når Q-verdien benyttes til anslag av bergmassestyrken (ligning 2 og 3).

J_n, J_r, J_a, J_w og SRF er uforandrede Q-parametre, men J_r og J_a refererer til det sprekkesettet som har størst betydning for boringen (gunstig eller ugunstig).



Figur 3 Fire klasser for en grovklassifikasjon av tunnelforhold (Etter Bradley, 1979)



Figur 4. Foreslått forbindelse mellom PR, AR og Q_{TBM} (Forklaring av symbolene er gitt i teksten)

F = gjennomsnittlig matekraft per kutter (tnf) i den aktuelle sonen, normalisert med 20 tnf som enhet. De høye verdiene ($F^{10}/20^9$) skyldes at dette er en dominerende faktor, se også ligning (7).

SIGMA = Anslått bergmassestyrke (MPa) i den aktuelle sonen (se ligning 2 og 3).

CLI = kutterlevetid-indeks (for eksempel 4 for kvartsitt og ca. 90 for kalkstein) fra Johannessen et al, NTH, 1994.

q = kvartsinnhold i prosent

σ_θ = indusert todimensjonal spenning i tunnelstuffen (omtrentlig, i MPa) i den aktuelle sonen, normalisert med en enhetsdybde på 100 m.

En oversikt over de forskjellige parameterverdiene kan f. eks. angis på et geologisk lengdesnitt langs den aktuelle tunneltraseen.

Vurderingen av bergmassestyrken (SIGMA) baserer seg på Q-verdien, (men med orientert RQD_0) sammen med bergartens egenvekt (fra en ide framsatt av Singh, 1993). Q-verdien (Q_c eller Q_t) er i dette tilfellet normalisert ved enaksial trykkstyrke (σ_c) med 100 MPa som enhet (typisk hardt berg) eller normalisert ved punktlasstyrke (I_{50}) med 4 MPa som enhet. Forholdet σ_c/I_{50} er her forenklet til å være omtrent 25. Relevant I_{50} anisotropi i forhold til tunnelretningen bør undersøkes ved punktlastester i tilfeller med sterkt folierte eller skifrige bergarter. Valget mellom $SIGMA_{cm}$ og $SIGMA_{tm}$ vil avhenge av orienteringen (Barton 2000).

$$SIGMA_{cm} = 5 \cdot \gamma \cdot Q_c^{1/3} \qquad (2)$$

$$SIGMA_{tm} = 5 \cdot \gamma \cdot Q_t^{1/3} \qquad (3)$$

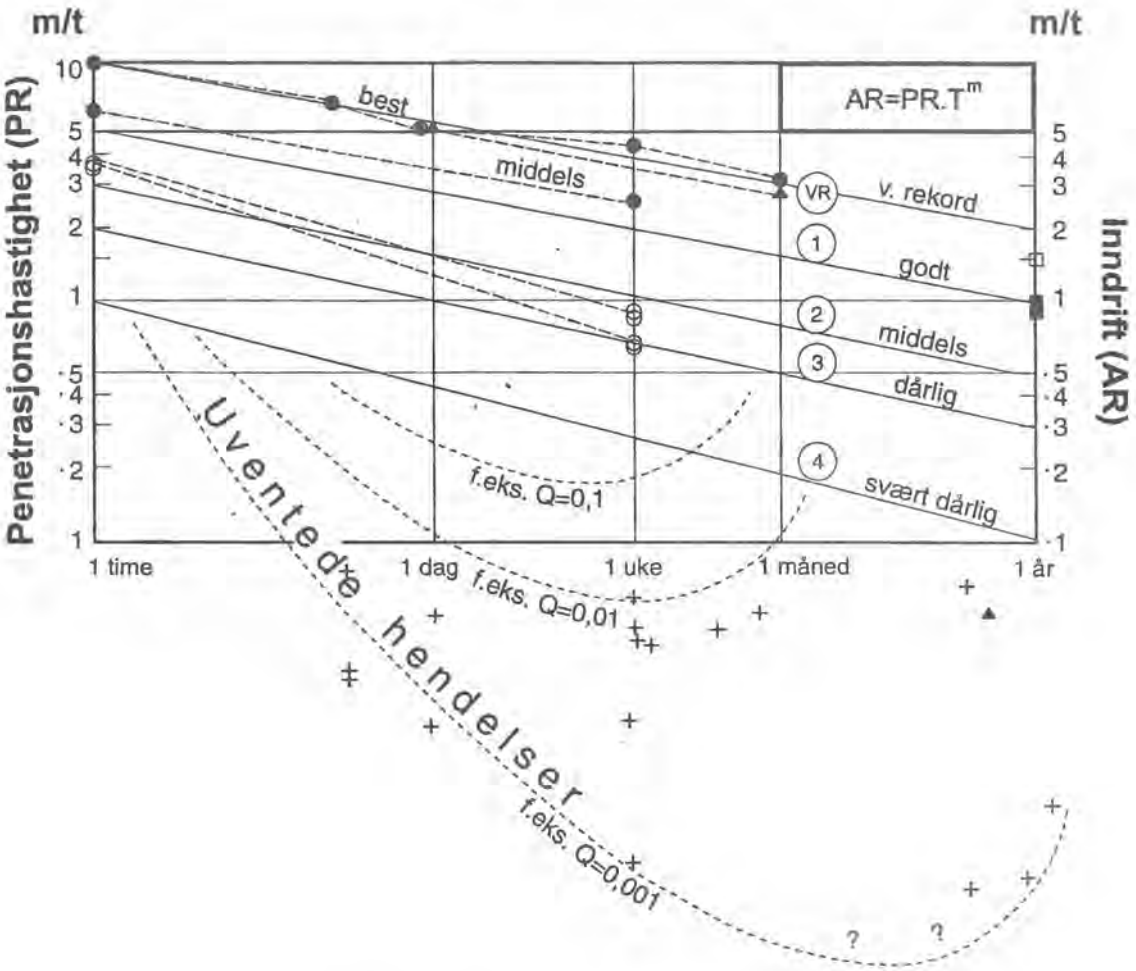
Hvor:
$Q_c = Q \cdot \sigma_c/100$, $Q_t = Q \cdot I_{50}/4$ og γ = egenvekt (kg/m^3)

Eksempel:
Skifer Q ≈ 2 (dårlig stabilitet), $\sigma_c \approx 50$ MPa, $I_{50} \approx 0{,}5$ MPa, $\gamma = 2{,}8$ kg/m^3, $Q_c = 1$, $Q_t = 0{,}25$. Derfor blir $SIGMA_{cm} \approx 14$ MPa og $SIGMA_{tm} \approx 8{,}8$ MPa.

Skiferen er boret i en gunstig retning og $RQD_0 = 15$.
Vi antar en gjennomsnittlig matekraft på 15 tnf per kutter, CLI = 20, q = 20% og σ_θ = 15MPa (omtrentlig dybde 200m). Kløvsprekkene har $J_r/J_a = 1/1$ (glatt, plane, uomvandlet). Q_{TBM} blir ut fra dette:

$$Q_{TBM} = \frac{15}{6} x \frac{1}{1} x \frac{0{,}66}{1} x \frac{8{,}8}{15^{10}/20^9} x \frac{20}{20} x \frac{20}{20} x \frac{15}{5} \approx 39$$

I følge fig. 4, skulle $Q_{TBM} \approx 39$ gi en moderat penetrasjonshastighet (omkring 2,4 m/time). Hvis matekraften ble fordoblet til 30 tnf, vil Q_{TBM} bli redusert til den langt gunstigere verdien 0,04 og PR vil da øke med en faktor på 2^2, dvs. 4, og bli 9,6 m/time. Den virkelige inndriften vil imidlertid avhenge av sikringsbehov og transportbåndets kapasitet.



▲ = Skifer og bregrus (Robbins 1982)
• = Gjennomsnitt og beste resultat fra Meråker (Johannesen og Askilsrud , 1993)
\+ = Forkastninger fra forskjellige geologiske regioner
o = Tunneler med behov for systematisk forinjeksjon (Garshol 1983)
□■ = Gjennomsnitt og beste resultat for tunnelen under den engelske kanal for ett år (Warren et al. 1996)

Fig. 5. Synkende gjennomsnittlig inndrift med økende tidsintervall og tunnellengde, basert på 145 TBM tunneler med total lengde > 1000km.

ANALYSE AV EKSEMPLER

Fig. 5 er en logg-loggplott av PR og AR som viser utviklingen av gjennomsnittlig PR når en går fra 1 times boring uten stopp over til gjennomsnittlig AR per dag, per uke og i noen tilfeller per år. I hvert tilfelle er hastigheten angitt i m/time. Figuren er basert på data fra 145 TBM- tunneler, totalt mer enn 1000 km og inkluderer harde bergarter, myke bergarter, forkastningssoner og mange spesielle tilfeller. Referanser til omkring 100 artikler som beskriver disse tunnelene blir gitt hos Barton (2000).

Det vanlige forholdet mellom AR og PR er via en utnyttelsesfaktor (U) hvor:

$$AR = PR \cdot U \qquad (4)$$

Den synkende trenden med tiden i alle dataene kan bli uttrykt i et alternativt og mer praktisk format:

$$AR = PR \cdot T^{m} \qquad (5)$$

hvor den negative gradienten (m) med verdi LT^{-2} (retardasjonsgradient) har følgende verdier når T er tid i timer (Tallene fra 1 til 4 nedenfor viser til trendlinjer i fig. 5):

WR	(beste resultater)	m ≈ -0,13 til –0,17 (variabel)
1	(god)	m ≈ -0,17
2	(middels)	m ≈ -0,19
3	(dårlig)	m ≈ -0,21
4	(svært dårlig)	m ≈ -0,25

Verdien av (-) m har en svak forbindelse med Q-verdien når bergforholdene er gode, og en sterkt forbindelse med Q-verdien når bergforholdene er dårlige. De omtrentlige Q-verdier; 0,1 = svært dårlig, 0,01 = ekstrem dårlig, 0,001 = eksepsjonell dårlig er vist blant de uventete hendelser på fig 5. Tabell 1 viser omtrentlige verdier av (-) m i forhold til Q-verdiene. Denne sammenhengen kan bli justert i fremtiden når det blir mer vanlig å logge Q-verdier under TBM-fremdrift.

Tabell 1 Retardasjonsgradient (-) m og dens relasjon til Q-verdien

Q=	0,001	0,01	0,1	1	10	100	1000
m_1	≈ -0,9	≈ -0,7	≈ -0,5	-0,22	-0,17	-0,19	-0,21
Uventede hendelser eller ventede dårlige forhold. Mange forsinkelser på grunn av dårlig stabilitet og sikringsarbeid, gripper-problemer. Operatøren reduserer PR. Dette øker Q_{TBM}				Den største variasjonen i (-)m kan skyldes bergartenes slitevene, det vil si at kutterlevetid-indeks CLI, kvartsinnhold og porøsitet er viktig. PR avhenger av Q_{TBM}			

Merk: Indeksen (1) er tilføyd (-) m for beregninger med ligning (6).

KUTTERSLITASJE

Den endelige gradienten (-) m blir modifisert av bergartens sliteevne som er basert på en nomalisert verdi av CLI, kutterlevetid (Johannessen et al., NTH, 1994). Verdier mindre enn 20 gir en hurtig reduksjon av kutterlevetiden, men verdier over 20 gir lengre levetid. En typisk verdi for kvartsitt kan være 4 og for skifer 80. På grunn av påvirkningen av kvartsinnhold (q%) og porøsitet (n%) som kan øke kutterslitasjen, er også disse inkludert for å gi en mer nøyaktig avstemning av gradienten.

Til slutt må en vurdere tunnelens størrelse og behov for sikring. Selv om store tunneler nesten kan drives like raskt som (eller til og med raskere) enn små tunneler i de samme bergmassene (e.g. Dalton et al. 1993), så vil det vanligvis bli mer forsinkelse på grunn av sikring hvis bergmassene er av dårlig kvalitet i store tunneler. Derfor er den normaliserte tunneldiameteren (D) satt til 5 m for å modifisere gradienten –(m). (Q_{TBM} er allerede delvis justert for tunnelstørrelse ved bruk av den gjennomsnittlige matekraft).

Den finjusterte gradienten (-) m blir anslått på følgende måte (6):

$$m = m_1 \left(\frac{D}{5}\right)^{0,20} \left(\frac{20}{CLI}\right)^{0,15} \left(\frac{q}{20}\right)^{0,10} \left(\frac{n}{2}\right)^{0,05} \qquad (6)$$

For å unngå null-problemer er både (q) og (n) for enkelhets skyld satt til ≥ 0,5%.

For å vise hvordan tiden og (-) m har betydning for en reduksjon av utnyttelsesgrad og hastigheten, gis følgende eksempel:

Tabell 2. Eksempel på avtagende inndrift (AR) for PR = 3m/time og m = (-)0,2. Maksimum antall timer (= virkelig tid) er anslått her.

Periode	PR	1 skift	1 dag	1 uke	1 måned	3 måneder	1 år
Timer	1	10	24	168	720	2160	8760
U	1,0	0,63	0,53	0,36	0,27	0,22	0,16
AR (m/time)	3,0	1,9	1,6	1,1	0,8	0,6	0,5

Noen ganger kan PR bli så stor at det blir problemer med transportbåndet, forlengelse av kabler og rør etc. Det vil da bli en økning i gradienten fra 1 time til 1 dag siden det opptrer en raskere reduksjon i AR.

PENETRASJONSHASTIGHET OG INNDRIFT RELATERT TIL Q_{TBM}

Sammenhengen mellom penetrasjonshastighet PR og Q_{TBM} ble utledet ved bruk av forskjellige eksempler ved prøving og feiling. Utviklingen blir beskrevet hos Barton (2000). For å få det enklest mulig, og ved å sløyfe desimaler, kom en fram til følgende relasjon:

$$PR \approx 5(Q_{TBM})^{-0,2} \qquad (7)$$

Fra ligning 5 kan vi derfor anslå AR på følgende måte:

$$AR \approx 5(Q_{TBM})^{-0,2} \cdot T^{m} \quad (8)$$

Vi kan også sjekke den "operative" Q_{TBM}- verdien ved å tilbakeberegne penetrasjonshastigheteten:

$$Q_{TBM} \approx (5/PR)^{5} \quad (9)$$

En ide om det store numeriske omfanget av Q_{TBM} - skalaen kan en få ved følgende verdier:

Tabell 3 Q_{TBM} estimert ut fra PR verdier, ved bruk av ligning (9)

PR (m/time)	0,1	0,5	1,0	5	10
Q_{TBM}	$3,1x10^{8}$	10^{5}	3125	1	0,03

Vi kan også tilbakeregne Q_{TBM} fra inndrift hvis retardasjonsgradienten (-)m er anslått ut fra tabell 1 og ligning (6). En gjennomsnittlig Q-verdi for den relevante strekningen i tunnelen skulle være adekvat for dette anslaget.

$$Q_{TBM} \approx (5 \cdot T^{m}/AR)^{5} \quad (10)$$

For eksempel: Hvis det ukentlige gjennomsnitt er 220 m, der 1 uke = 110 timer, vil dette gi AR = 2m/time, og T = 110. Med m = (-)0,2, vil T^{m} (=U) bli 0,39, og Q_{TBM} vil bli omkring 0,9, det vil si noe som er ideelt for hurtig penetrasjon, og i dette tilfellet PR ≈ 5,1 m/time. Dette eksemplet følger omtrent linje 1 på fig. 6 og er åpenbart et godt resultat.

Det må gjøres oppmerksom på at stiplede linjer er brukt for PR og AR estimat på fig. 4 når $Q_{TBM} < 1,0$. Dette skyldes usikkerhet med hensyn til hva operatørpraksisen vil være. Det skyldes også den destabiliserende virkningen forkastninger kan ha, hvor feilaktige beslutninger eller ikke optimale maskiner kan forårsake problemer.

Den høye gradienten til (-)m i store forkastningssoner vil tendere til å stoppe en TBM i henhold til ligning (8). Forbehandling (eller etterbehandling) for å øke den effektive Q-verdien og redusere –(m) og dermed øke "ståtiden" som vil være nødvendig før boringen kan gjenopptas.

ANSLAG AV DRIVETID

Tiden (T) det tar å bore en tunnellengde (L) med en gjennomsnittlig inndrift på AR er åpnebart L/AR. Fra ligning 5 kan vi derfor utlede følgende:

$$T = (L/PR)^{\frac{1}{1+m}} \quad (11)$$

Denne fundamentale ligningen demonstrerer også ustabiliteten i forkastningssoner inntil (-)m blir redusert ved for- og etterbehandling og med drenasje ved høye poretrykk.

Eksempel:
Skifer: $Q_{TBM} \approx 39$ (fra foregående beregning med 15 tnf i matekraft). Fra ligning 7, PR ≈ 2,4 m/time. Siden Q = 2, $m_1 \approx -0{,}21$ fra tabell 1. Hvis TBM diameteren er 8 m og CLI = 45, q = 5% og n = 1%, så blir m = -(0,21 x 1,1 x 0,89 x 0,87 x 0,97 = -0,17 fra ligning 6. I en 1 km lang tunnel i skifer med tilsvarende orientering og bergkvalitet vil boretiden bli følgende i henhold til ligning 11:

$T = (1000/2{,}4)^{1/0{,}83} = 1433$ timer (≈ 2 måneder)
dvs. AR ≈ 0,7 m/time, som tilsvarer det en finner ved bruk av ligning 8 og T = 1433 timer.

Inndriften vil bli forsinket av kutterskift (en mindre gunstig gradient m) hvis bergarten er mer slitende og porøs (Den sisnevnte faktoren gir økt slitasje på grunn av "selvskjerping" ved dypere kutterpenetrasjon). Med diameter = 8 m og Q = 2 vil det være nødvendig med lett, men systematisk, permanent sikring.

KONKLUSJON

En arbeidsmodell for å estimere penetrasjon (PR) og inndrift (AR) ved TBM-boring ved ulike bergforhold, tunnellengder og boretider er utviklet. Den kan brukes til å lage prognoser og ved tilbakeberegninger. Siden modellen er ny, kan det bli nødvendig med forbedringer og korreksjoner når fremtidige boreresultater studeres. Anslag av PR og gjennomsnittlig gradient (-) m er kritisk for å oppnå et godt resultat ved bruk av metoden og også for å oppnå et godt resultat ved et hvert TBM-prosjekt.

REFERANSER

Barton, N. (2000). TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock (In Press).

Bradley , W.B. (1979). Failure of Inclined Boreholes. Trans. of ASME, Vol. 101, Dec. 1979, pp. 232-239.

Garshol, K. (1983). Excavation, Support and Pre-Grouting of TBM-Driven Sewer Tunnel. Norwegian Tunnelling, Publ. No. 2, Norw. Soil and Rock, Eng. Assoc., pp. 21-28, Tapir Press.

Grimstad, E and Barton, N. (1993). Updating the Q-system for NMT. Proc. Int.Symp. on Sprayed Concrete, pp. 46-66, Fagernes, Norway. Eds. Kompen, Opsahl, Berg, Norwegian Concrete Association, Oslo.

Johannessen, O. et al. NTH (1994). Hard Rock Tunnel Boring. Project Report 1-94, 164 p, NTH/NTNU Trondheim, Norway.

Johannessen, S. and O.G. Askilsrud, (1993). Meraaker Hydro – Tunnelling the "Norwegian Way". Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conf. Boston, USA pp. 415-427, SME, Eds. Bowerman and Monsees.

Robbins, R.J. (1982). The application of Tunnel Boring Machines to Bad Rock Conditions. Proc. ISRM Symp. Aachen, pp. 827-836, Vol. 2, Ed. Wittke, A. A. Balkema.

Singh, B. (1993). Norwegian Method of Tunnelling Workshop, CSMRS, New Dehli.

Warren, C.D. P.M. Varley and R. Parkin (1996). UK Tunnels: Geotechnical Montoring and Encountered Conditions. Ch. 14 of Engineering Geology of the Channel Tunnel, Eds. Harris et al., pp. 219-243, Thomas Telford.

Dalton, F.E., L.R. DeVita and W.A. Macaitis. (1993). TARP Tunnel Boring Machine Performance, Chicago. Proc. Rapid Excavation at Tunnelling Conf. Boston, USA, pp. 445-451, SME, Eds. Bowerman and Monsees.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 1999

STYRTE OG LANGE BOREHULL
-nye muligheter innen Bergmekanikk

Prosjektleder Espen Lea, Baker Hughes INTEQ

Innledning

Baker Startet i 1907 i sør- California av Reuben C. Baker. Hans første oppfinnelse var " the casing Shoe" noe som var med på å revolusjonere installering av casing "foringsrør" i oljebrønner.

Baker Hughes etablerte seg i Norge i 1973. På verdensbasis er vi ca. 32.000 ansatte. I Norge er det ca. 560 ansatte i Baker Hughes INTEQ. Av disse arbeider ca. 60% på norsk sokkel, 78% har hjemsted i Rogaland, 60% er utdannet ved høyskoler eller universitet og gjennomsnittsalderen er 34 år. Vi sysselsetter rundt 50% av kvinnene i næringen. Forventet omsetning i Norge i 1999 er NOK 1 mrd.

Sammendrag

Baker Hughes INTEQ tilbyr utstyr og ekspertise i forbindelse med boring av brønner. Vi foretar innsamling av formasjons og boredata samt at vi leverer borevæske for å stabilisere brønnen og samtidig transportere borekaks til overflaten. Baker Hughes INTEQ har som mål: **"Å være kundens ledende leverandør av pålitelige og innovative bore-løsninger".**

Tjenester som vi leverer er: Borekroner,Slammotorer / retningsboring, Retningsmåling under boring (MWD), Retningsmåling (Gyro), Borevæske, Prøveanalyse, Overflatelogging, Kjerneboring og Kveilerørsboring.

Denne presentasjonen prøver å vise at ved over 25 års erfaring fra Nordsjøen spesielt, har Baker Hughes utviklet utstyr og metoder som lett kan overføres til landbaserte aktiviteter. Vi har i dag utstyr som kan bore 3-dimensjonale avanserte brønner, så nøyaktig som vi for bare fem år siden trodde ikke var mulig. Disse brønnene kan vi i dag, takket være AutoTrak™, bore mye lengre enn tidligere med høy presisjon uten at det har gått på bekostning av effektiv borehastighet. Den lengste brønnen som er blitt boret i en operasjon med dette utstyret var 3621 meter lang, 12-1/4" hull. Dette er fremdeles verdensrekord.

Ved hjelp av denne teknologien er mulighetene mange. Et konsept som vi, Baker Hughes INTEQ har utarbeidet sammen med Geofrost Engineering AS er **PERMATUNNELEN**. Dette konseptet vil gjøre det mulig å drive tunnel under grunnvannstand uten bruk av tetting underveis, da det vil være gjort før en begynner drivingen. **PERMATUNNELEN** er ment som en permanent konstruksjon og miljømessig riktig, da dette kan gjøres uten utslipp av miljøskadelige stoffer.

Green TEAM

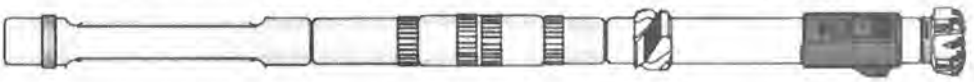
Baker Hughes INTEQ

BA R

STYRTE OG LANGE BOREHULL

-nye muligheter innen bergmekanikk

Tekniske & Operasjonelle betraktninger



Green TEAM

HMS

BA R

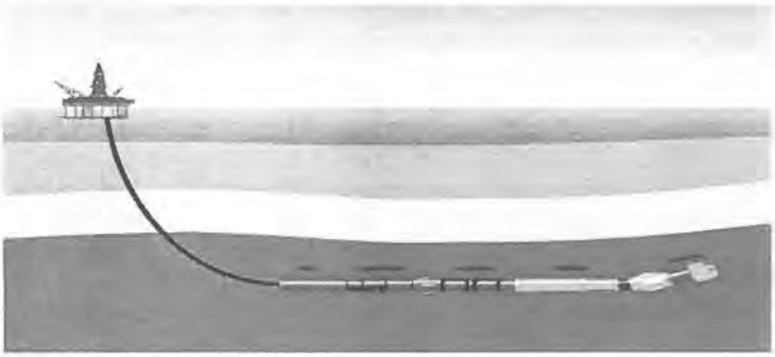
- **MILJØKRAV**
  - **Ingen unødig forurensning fra boring**
    - Null-filosofi vedrørende utslipp
    - Kun bruk av naturlige stoffer i boreslam
    - Gjenbruk av boreslam (veisalt, jordforbedring, etc)
    - Minimale tap til formasjonene under boring
  - **I de tilfeller der vannbalansen må opprettholdes skal dette ikke påvirkes av boreoperasjonene**
    - Begrenset innstrømming i hullene, boring i lukket system
    - Hullene forsegles etterhvert som de bores for å begrense vannlekasjer

Green TEAM

Retningsboring

BA R

Retningsboring er å styre en brønnbane langs en på forhånd bestemt plan , og der en skal treffe et eller flere bestemte mål



Green TEAM

Hvordan bore avviksbrønner?

BA R

- **Konvensjonell retningsboring blir gjort ved å bore med vinkel mellom borekrone og streng.**
  - **Ingen rotasjon av borestreng, kun borekrone som roterer → Endret vinkel/retning på hull**
  - **Rotere borestreng og borekrone samtidig → Ingen endring av vinkel/retning på hull**

Green TEAM

Styrte og lange borehull

BA R

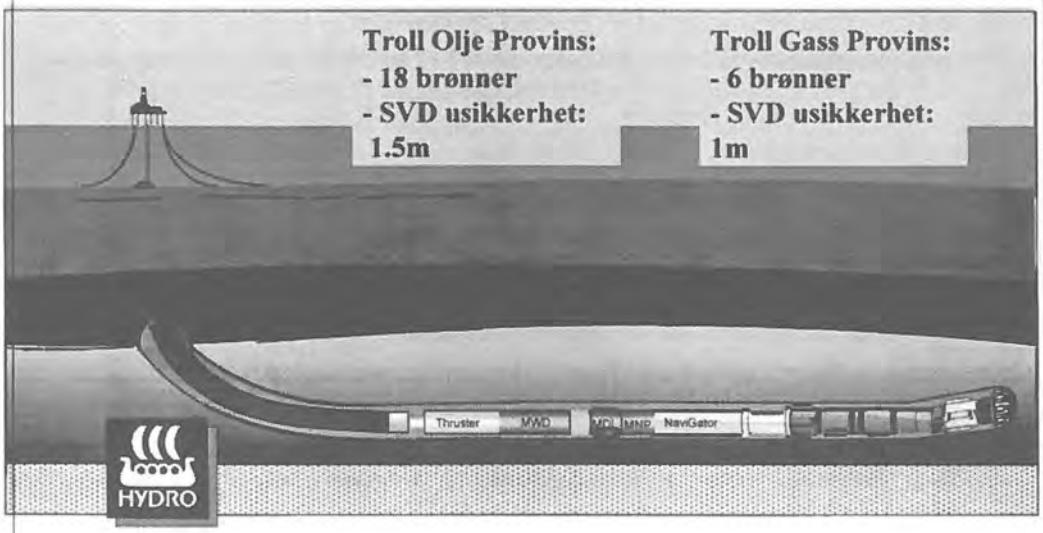
•Ettersom behovet for å utvinne marginale reserver har meldt seg , har utviklingen gått i retning av systemer som kan bore lengre, og som gir bedre kontroll over brønnbanen. Av slike systemer har vi Navigator™

Navigator™

Green TEAM

Navigator på Troll

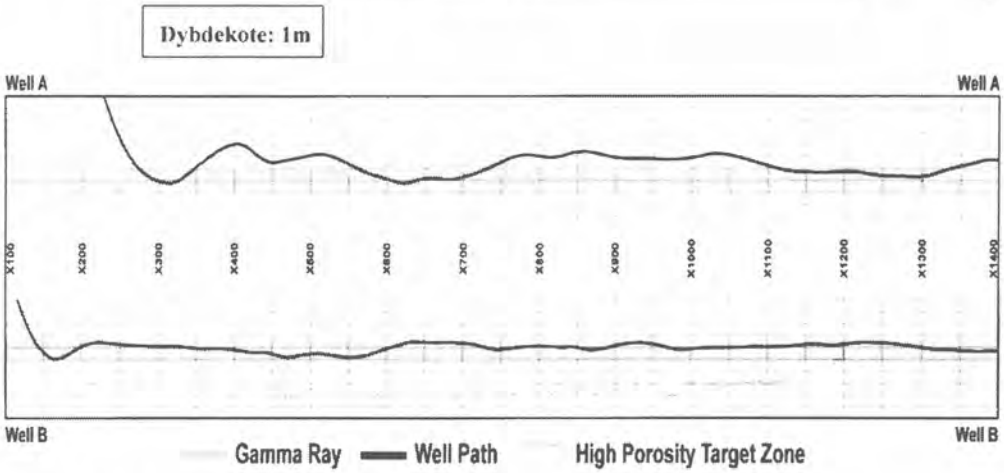
BA R



Green TEAM

Navigator på Troll

BA R

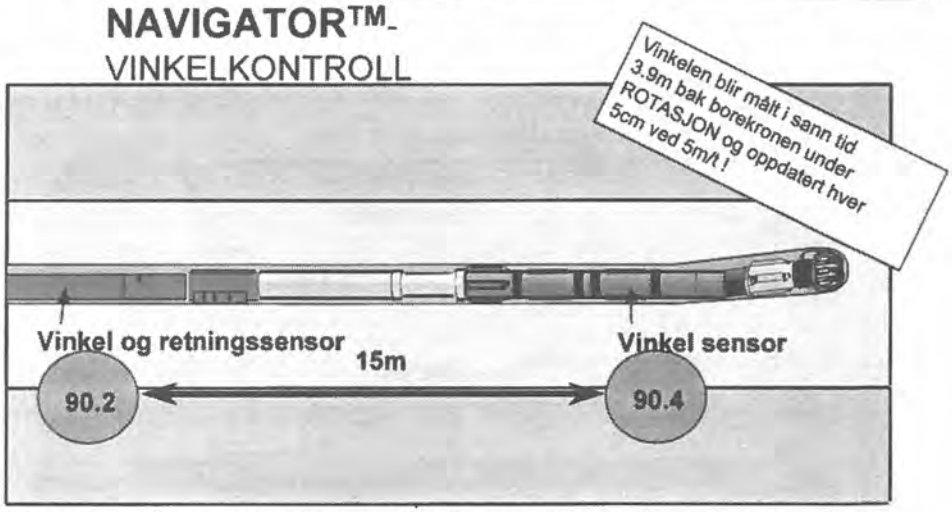


Well A: Boret med konvensjonell teknologi
Well B: Boret med Navigator™

Green TEAM

Styrte og lange borehull

BA R



Uten teknologibidraget fra Navigator™ ville sansynligheten for utbygging av Troll Olje Provins og Troll Gass provins blitt betydelig redusert.

Green TEAM

AutoTrak™

BA R

AutoTrak™ er et selvkorrigerende styringssystem som automatisk holder borekronen på rett kurs. Hullene kan bores innenfor en nøyaktighet på 0.5 meter, inklusive måleunøyaktighet. Integrert i sytemet er sensorer for måling av retningsparametere, borestrengsdynamikk og formasjonsegenskaper.

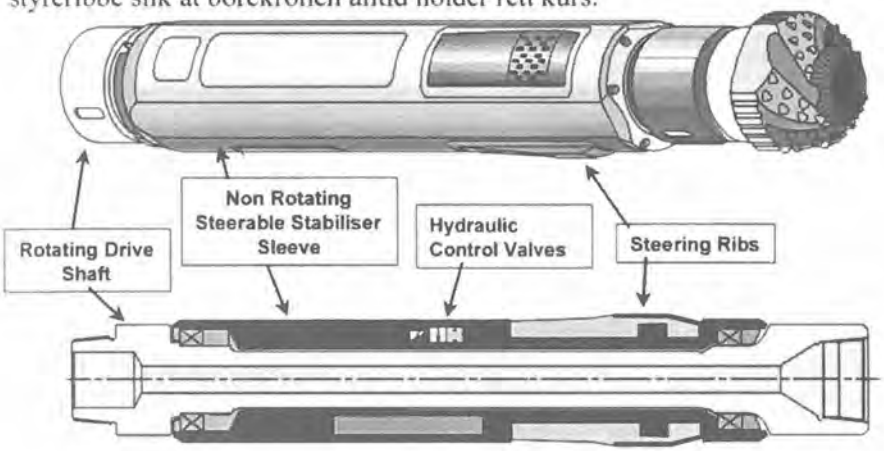
Hullstørrelse: fra 8-1/2" til og med 16"

Green TEAM

AutoTrak™ - Steerable Stabiliser

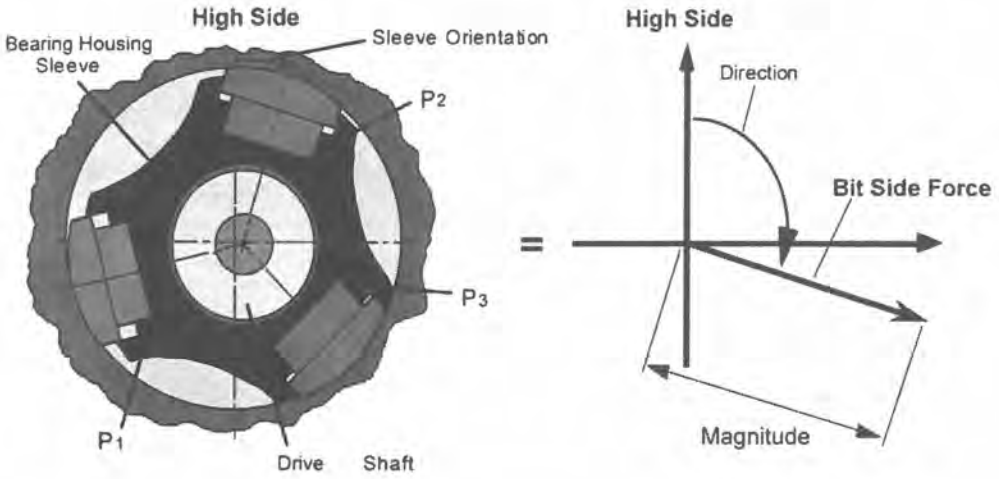
BA R

AutoTrak™ er utviklet med et helt nytt prinsipp for å skape sidekrefter til å styre med. 3 uavhengige justerbare styreribber er plassert rett bak borekronen i en ikke roterende hylse. En PC kontrollerer til en hver tid det hydrauliske trykket bak hver styreribbe slik at borekronen alltid holder rett kurs.



Green TEAM

AutoTrak™ - Sideforce Application



Green TEAM

3621 meters in a Single Run

United Kingdom

BP Amoco - Schiehallion 204/20-W05

AutoTrak system drilled 3,621 (11,880 ft) of 12 ¼" hole in a single run, setting a distance record for rotary steerable systems. Then a 6 ¾" AutoTrak tool drilled the 900-meter reservoir section in one trip.

***The results*:**

- **Achieved average ROP of 38.6 m/hr with a TX447 bit, a 37% improvement over offsets.**
- **Controlled inclination within +/- 0.15 deg. over entire 12 ¼" section.**
- **Used Triple Combo sensors to detect and avoid gas cap**
- **Saved 6 days of rig time compared to conventional motor systems**
- **Quality hole, larger cuttings reduced mud requirements 0.1 bbl/meter**
- **Saved $1.5 million in rig and mud costs**

Green TEAM

Precision Well Placement

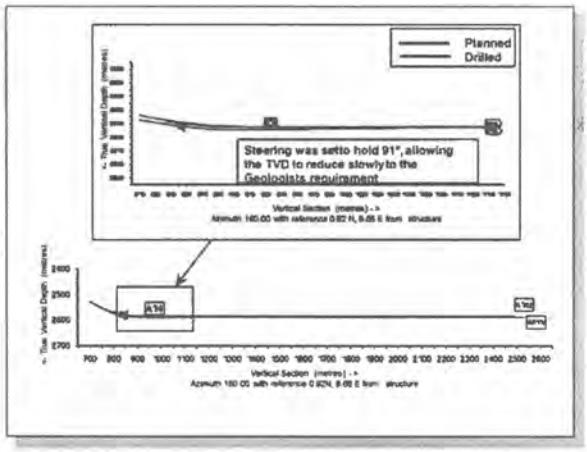
BA R

United Kingdom
BP/Amoco, Andrew Field

AutoTrak system was used to land and precisely drill a horizontal well within a tight TVD window.

Results

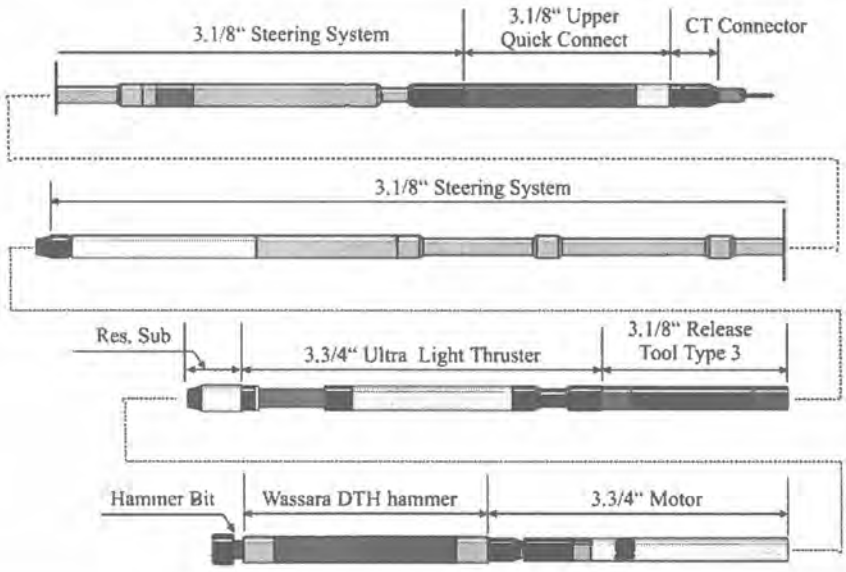
- **Single 6-3/4" AutoTrak run drilled 1631 m (5351 ft), building from 85° to 90° and turning from 172° to 160°.**
- **Maintained wellpath within a TVD window of ± 0.2m (8 inches) for 1336m (4383 ft).**
- **Eliminated 3 rock bit trips**
- **Liner run smoothly, efficiently**
- **Estimated cost savings: US$600,000**



Green TEAM

CrushTrak - Rikshospitalet

BA R



Green TEAM

BA R

Permatunnel

Et 100% vanntett konsept utviklet av

Baker Hughes INTEQ og

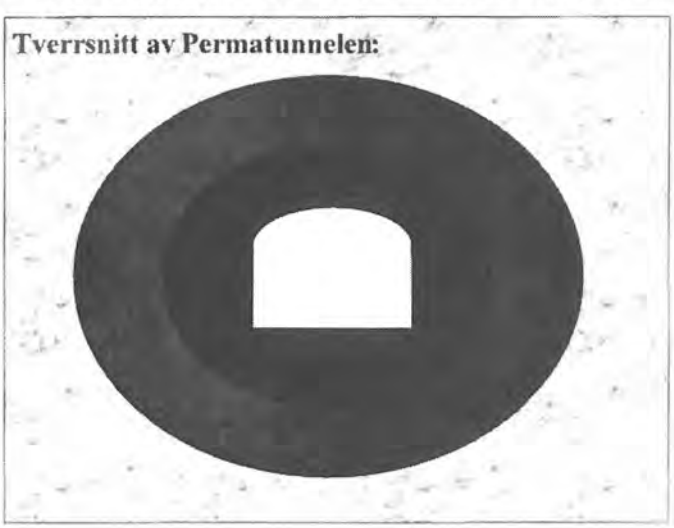
GEOFROST Engineering A.S.

Green TEAM

Permatunnel

BA R

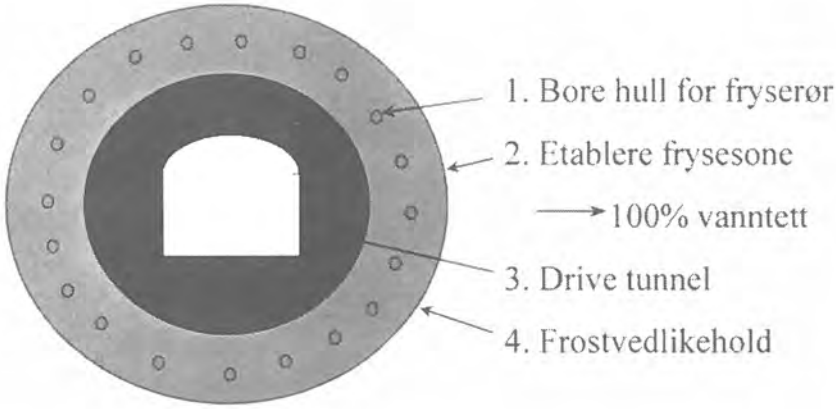
- Det er absolutte krav til vanntettheten



Green TEAM

Etablering av Permatunnel

BA R



Tverrsnitt av Permatunnelen:

Green TEAM

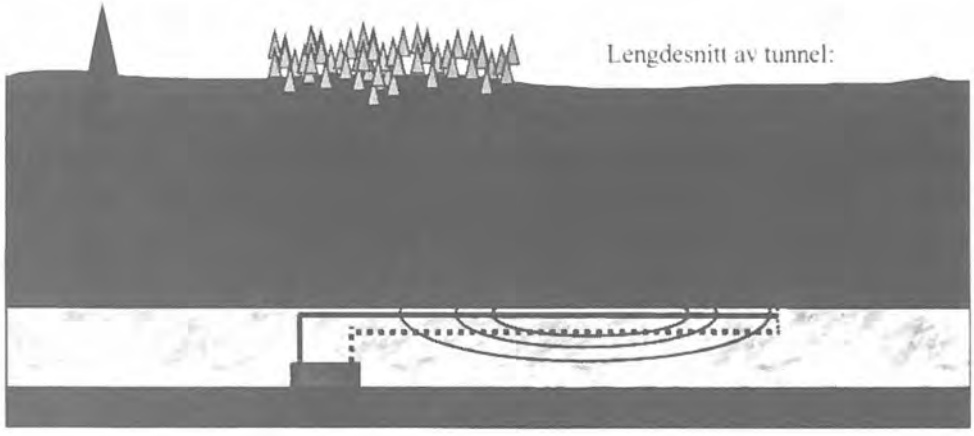
Boring ned til tunnel

BA R

Posisjons-usikkerhet MWD: +/- 13m

Posisjons-usikkerhet RIGS: +/- 1m

Lengdesnitt av tunnel:

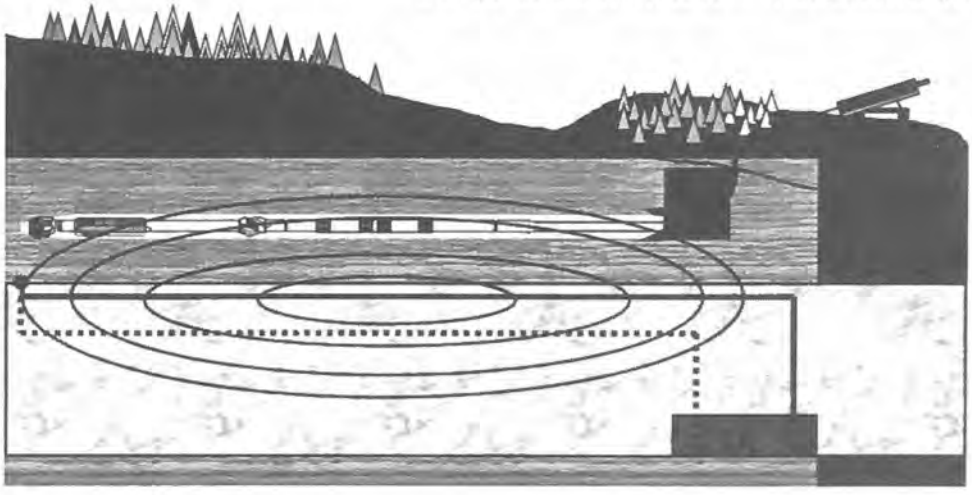


Green TEAM

Boring parallelt med tunnel

BA R

Posisjons-usikkerhet:
2% av avstand, MWD -> likestrømskabel



Green TEAM

Styrte og lange borehull

BA R

- **Kritiske komponenter - nedihulls teknologi**
  - **Boreslam**
    - **trykkontroll, hullrensing, hullstabilisering, etc.**
    - **miljøvennlige væsker og minimalt væsketap i fokus**
  - **Metoder for å tette lekasjer til formasjonen (væsketap)**
    - **kun bruk av naturlige tettematerialer**
    - **fiber, nøtteskall, leirpartikler, etc**
    - **sementere spesielt vanskelige soner**
    - **skvise sement mellom pakninger ved behov (gyse)**
  - **Metoder for å stabilisere løst fjell**
    - **overtrykk i hullet ved pumping i lukket system**
    - **sementering av ustabile soner**
    - **isolering med foringsrør ved spesielt ustabile soner**

Green TEAM

Styrte og lange borehull

- **Kritiske komponenter - nedihulls teknologi**
  - **Metoder for å unngå at boret blir sittende fast**
    - **slagrør for å komme løs dersom en er fast**
    - **rulle-rømmere for å slipe opp harde steiner i hullet**
    - **wash-over pipe - utboring av fast borestreng**
    - **midlertidig forlate boreutstyret, sementere og bore forbi dersom en ikke kommer løs**
    - **hente boreutstyret når tunellen drives ????**

Green TEAM

Styrte og lange borehull

- **Kritiske komponenter - nedihulls teknologi**
  - **Borekroner**
    - **Rulleborekroner i løsere formasjoner**
    - **forventet framdrift i 8 1/2" hull: ca. 5-10 meter/time**
    - **Perkusjonshammer ved boring i Gneiss**
    - **forventet framdrift i 6" hull: ca. 5-10 m/t**
  - **Systemer for framdrift og styring**
    - **Roterende styrbart system (AutoTrak)**
    - **Hydraulisk overføring av vekt til borekrone (Thruster)**
    - **Boring med hammerbor, thruster, slammotor og MWD i harde formasjoner (CrushTrak)**

Green TEAM

Styrte og lange borehull

BA R

- **Kritiske komponenter - nedihulls teknologi**
  - **Systemer for posisjonsbestemmelse under boring**
    - **Measurement While Drilling (MWD)**
      - **MWD systemet er en integrert del av AutoTrak og CrushTrak**
    - **Systemer for hull til hull korrelering langs tunnel**
      - **Magnetisk metode - kunstig magnetfelt**

Green TEAM

Konklusjon

BA R

- **Bruk av ny offshore teknologi for horisontalboring vil kunne benyttes til å bore horisontale frysehull**
  - Måleteknikker er tilgjengelige til å bestemme hullets posisjon ned til 30 cm nøyaktighet (2% av avstand til referansekabel i tunnel)
  - Hullene vil kunne bores innenfor en sylinder med radius 1m, usikkerheten i målingene inkludert
  - AutoTrak må brukes for å sikre at hullet bores innenfor 1m
  - Hammerbor bør brukes i harde formasjoner (Gneiss)
  - Vector Magnetics eller tilsvarende kreves for å måle borets posisjon med tilstrekkelig presisjon
  - Thruster kan anvendes for å beskytte utstyret ved hammerboring
  - Fiber og nøtteskall brukes for å hindre tapt sirkulasjon
  - Ved større innstrømmingsproblemer eller utrasninger kan det sementeres/gyses
  - Slagrør kan brukes til å løsne boret dersom dette sitter fast
  - 30 parallelle borehull gir meget god mulighet for optimalisering

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

Utsigsberegninger for Deponihaller ved Norzink i Odda

Siv.ing. Jan K.G. Rohde
Grøner AS

M.Sc. Ægir Jóhannsson
SINTEF Bygg og miljøteknikk
Bergteknikk

SAMMENDRAG

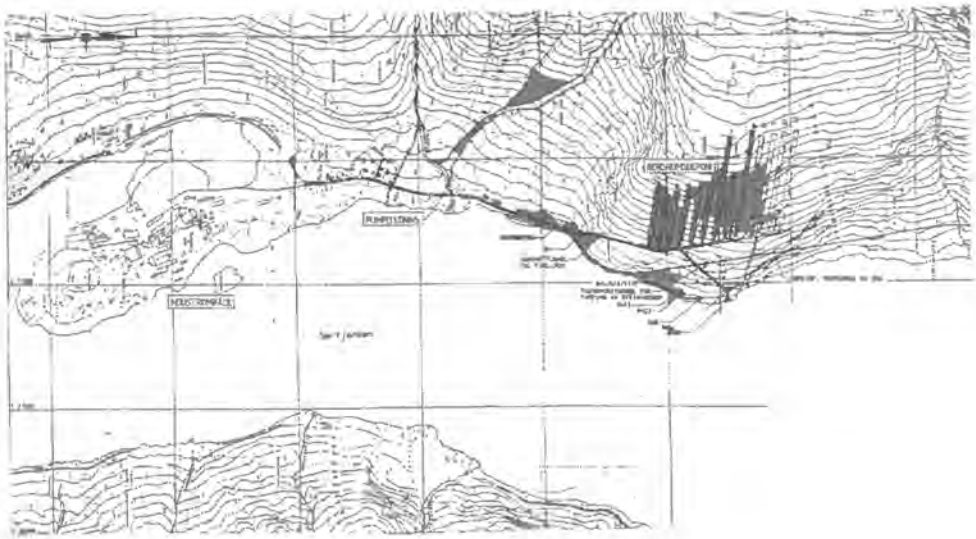
Norzink AS i Odda deponerer idag avfall fra sin sinkproduksjon i bergrom som ligger ca. 2 km nord for fabrikkområdet. Svært strenge krav må oppfylles mht. utslipp av forurenset vann til Sørfjorden, som i dag er "friskmeldt" etter at det ble sluttet å pumpe avfallet direkte ut i sjøen i 1986. I år 2001 har Norzink AS planer om å fordoble sinkproduksjonen i forhold til dagens kapasitet. I den forbindelse er det gjennomført en rekke utredninger, deriblant konsekvens-utredninger og risikoanalyse for bergromsdeponiene. En av disse er analyse av risiko for utsig av forurenset vann fra deponihallene til grunnvann og sjø. For å kunne dokumentere dette er det utført et omfattende program med beregninger og modelleringer av strømningsbilde og sigevannsproblematikken knyttet til bergrommene ved dagens og fremtidens situasjoner. Denne artikkelen beskriver kortfattet dette programmet, samt de konklusjoner som er fremkommet så langt.

SUMMARY

The Zinc industry at Norzink AS in Odda, Norway deposits its waste in a number of rock caverns located approx. 2 km north of the industrial area. Restrictions considering the outlet of contaminated water from the waste out to the fjord, which today is announced "cured" after pumping of the waste directly to the fjord until 1986. Norzink AS has plans to double its production of zinc from year 2001, doubling the need for storage capasity. This calls for a series of environmental impact and risk analysis for the future storage caverns, including analysis of the risk of wastewater seeping from the caverns out to the sea. These analysis include a comprehensive program with calculation and simulations of the todays and future situations of seepage water from the storage caverns. This paper describes this program and the conclusions it has resulted in so far.

1. INNLEDNING

Fra 1986 er avfall fra sinkproduksjonen ved Norzink AS i Odda (samresidue) deponert i flere bergrom som er plassert i Mulen, et fremstikkende nes ca. 2 km nord for fabrikkområdet. Oversikt er vist på figur 1.

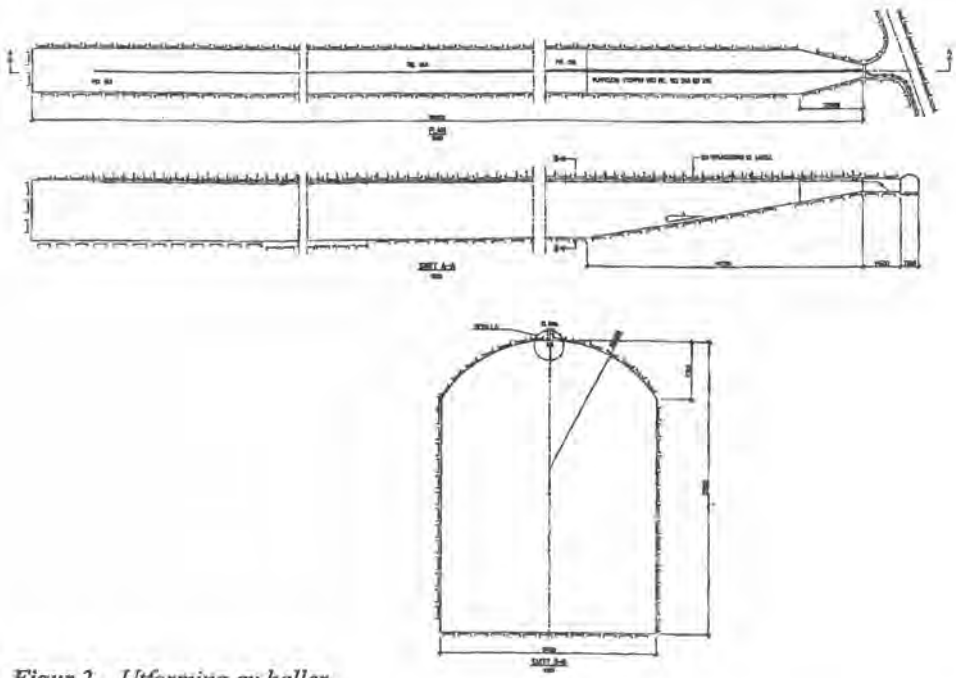


Figur 1. Oversikt over industrianlegget og bergromsdeponi.

Avfallet blir blandet med vann til en pumpbar slurry som pumpes i rørledninger fra fabrikkområdet ved Eitrheimsneset til bergromsdeponiene. Slammet felles av i hallene og pumpevannet dekanteres og pumpes i retur for ny sammenblanding og avfallstransport. Vannet sirkulerer således i et lukket system. Innsig av grunnvann fra berget fører til overskuddsvann i transportsystemet som må renses før utslipp til sjøen.

2. HALLENES UTFORMING

Deponihallene er parallelle med en innbyrdes avstand på 20-24 meter og er orientert med lengdeakse tilnærmet vinkelrett på terrengkotene. Hallene er utformet som liggende, skjeve "flasker" og har et volum på 70.000 m^3 for avfall tilsvarende ca. 1 års sinkproduksjon (hallene 1-6 og 8) eller ca. 140.000 m^3 tilsvarende 2 års sinkproduksjon (hallene 7 og 9 t.o.m. 12) med dagens produksjonskapasitet. Hallene har en lengde på ca. 225 m (vol. 70.000 m^3) eller ca. 400 m (140.000 m^3), bredde på 17,5 m og en høyde varierende fra 5,5 m til 23,5 m. Hallenes utforming er vist i figur 2.



Figur 2. Utforming av haller.

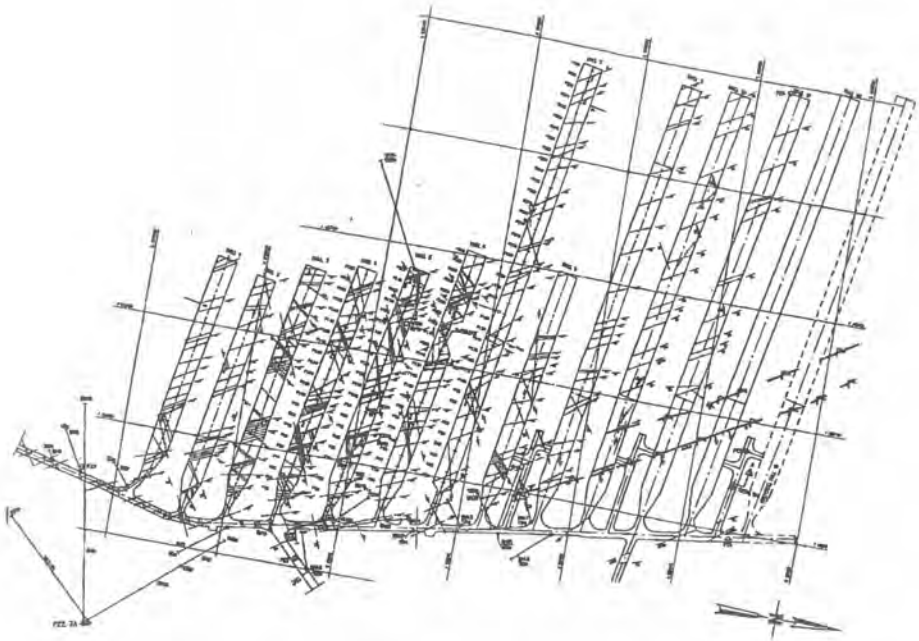
Hallene 1-8 er pr. i dag oppfylt, hall 9 er under oppfylling og hall 10 klargjøres for fylling i disse dager. Hall 11 og hall 12 er under bygging.

3. GEOLOGISKE FORHOLD

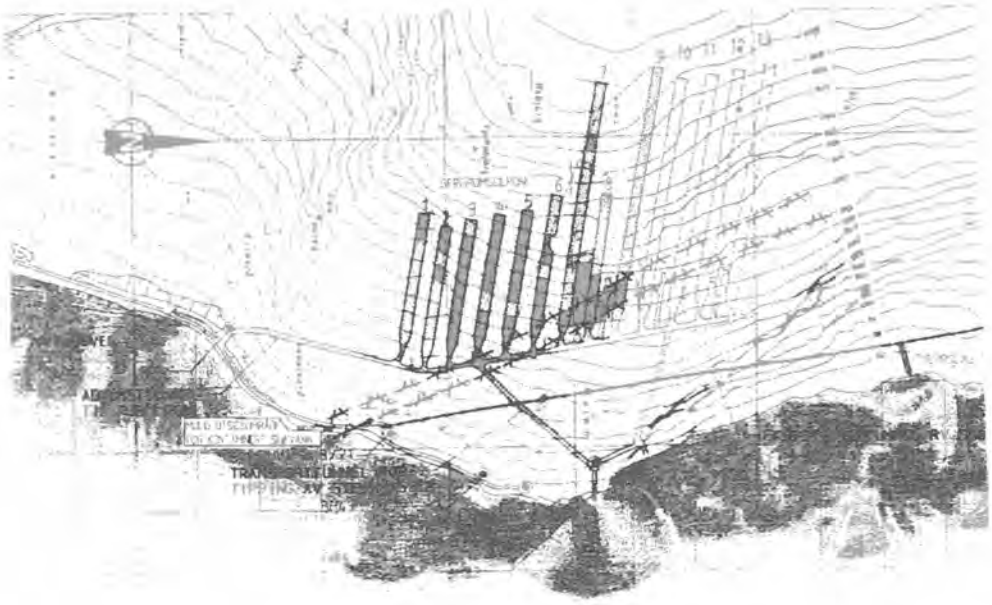
Bergarten i Mulen er av prekambrisk alder og består hovedsakelig av en massiv, stedvis foliert grovkornet kvarts- og biotittrik granittisk gneis. Bergarten er gjennomsatt av enkelte pegmatittganger og ganger av middelskornig granitt som begge er fast sammenvokst med gneisgranitten.

Foliasjonsretningen er NV-lig med fall mot NØ. Sprekker langs foliasjonen er de mest utbredte i deponiområdet mens steile sprekker med strøkretning NØ opptrer i en viss grad. For øvrig synes Mulen å ha en tilfeldig og lite utholdende oppsprekking og det er ikke registrert større forkastninger, knusningssoner eller svake bergartslag som krysser anlegget. Hallenes lengderetning har en gunstig orientering i forhold til de registrerte sprekkeretninger. Resultat fra sprekkekartlegging er vist på figur 3.

Ved kartleggingen er det registrert to gjennomgående soner som i dag representerer potensielle sigevannssprekker fra deponihallene (figur 4). Det er etablert kontrollprogram for overvåking av disse sonene



Figur 3. Resultat fra sprekkekartlegging.



Figur 4. Potensielle sigevannssprekker.

I de første hallene er det registrert liten til moderat bergtrykksaktivitet, mens det spesielt i indre del av storhallene (hall 7 og 9-12) er registrert til dels store bergtrykksytringer.

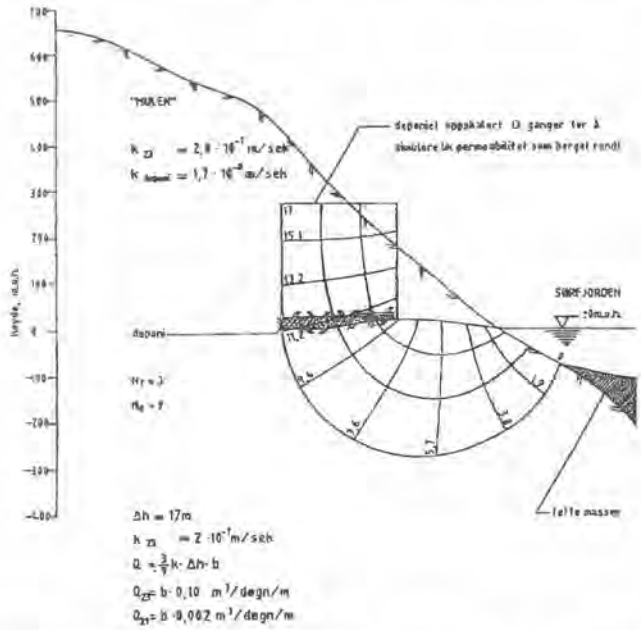
4. UTSIGSBEREGNINGER

Som en kontroll av deponiene er det etablert borehull for prøvetaking av sigevann fra berget mellom deponihaller og strandssonen langs Sørfjorden. Basert på prøvetaking og prøve-pumping av borhull er det foretatt utsigsberegninger.

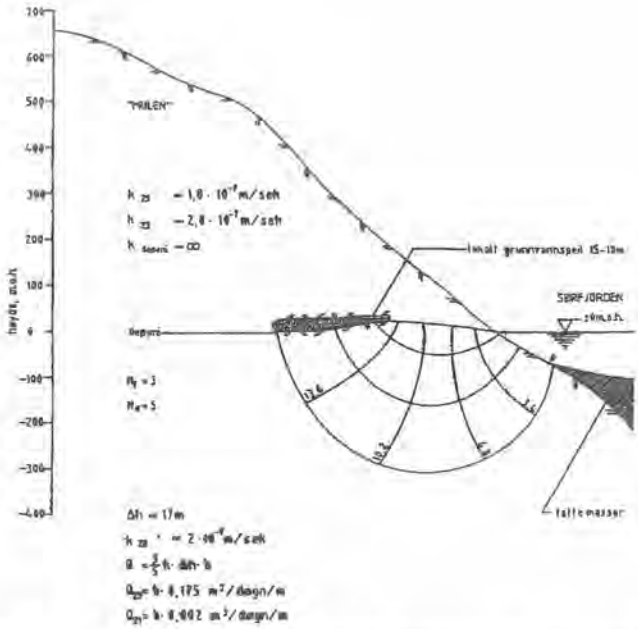
Arbeidene med utsigsberegninger ble påbegynt med hydrogeologisk kartlegging og vurdering i 1990 og er videreført med årlige utsigsberegninger fra 1995 frem til i dag. Ved disse beregningene er det benyttet enkel strømnettsbetraktning hvor bergmassene er betraktet som et porøst medium med en midlere permeabilitet. Denne permeabiliteten ble opprinnelig beregnet ut fra prøvepumping i borhull , men det benyttes nå en permeabilitet beregnet ut ifra målt vanninnsig i fylte haller. Disse beregningene har gitt en midlere permeabilitet for bergmassene på ca. 1,7 – 5,7 x 10^{-8} m/sek. Utsig er beregnet for to yttergrenser:

1. gradient korresponderende med grunnvannstand opp mot terrengnivå, og
2. gradient korresponderende med differensen mellom vannspeil i hallene og havnivå.

Modell for enkle sigevannsberegninger for disse to situasjonene er vist i figur 5 og 6.



Figur 5 *Enkle sigevannsberegninger for gradient korresponderende med grunnvannstand opp mot terrengnivå.*



Figur 6 *Enkle sigevannsberegninger for gradient korresponderende med differensen mellom vannspeil i hallene og havnivå.*

Utsigsberegninger basert på måling og prøvetaking i kontrollhull har gitt meget lave utsigsmengder til Sørfjorden.

5. PROSJEKT P2001, KONSEKVENSUTREDNING OG RISIKOANALYSE

Fra år 2001 har Norzink AS planer om å fordoble sinkproduksjonen i forhold til dagens kapasitet. Prosjektet er kalt Prosjekt P2001. I tilknytning til melding og søknad for gjennomføring av Prosjekt P2001 er det igangsatt en rekke utredninger, deriblant konsekvensutredning inklusive risikoanalyse for bergromsdeponiene. Konsekvensutredning for bergromsdeponiene omfatter utredning av sikkerhet i følgende faser:

- Bygge- og anleggsfasen med varighet 2-4 år
- Driftsfasen med varighet 25-30 år
- Sikkerhet etter lukking med varighet inntil 1000 år

Ved utredningen er blant annet sikkerhet for bergrommenes stabilitet ved jordskjelv vurdert og det er utført beregninger og modellering av strømningsbilde og sigevannsproblematikk knyttet til bergrommene. Hovedansvarlig for konsekvensutredningen har vært Grøner AS, med bistand fra NORSAR med jordskjelvsanalysen og SINTEF med bergmekanisk modellering og beregninger.

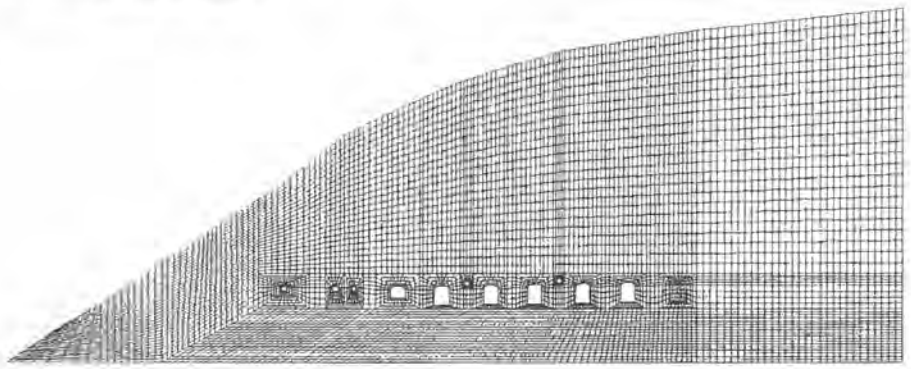
6. NUMERISK MODELLERING

SINTEF Bygg og miljøteknikk, avdeling Bergteknikk har utført utsigsberegninger med numerisk modellering av Norzink's bergromsdeponier i Odda.

Målsettingen for arbeidet har vært å simulere poretrykk og vannføring i området. Denne simuleringen har også dannet grunnlag for å vurdere risiko for utsig av forurenset vann fra deponert masse i hallene og ut i grunnvannet.

Modelleringen ble utført med programmet FLAC^{3D}, som gir mulighet for tre-dimensjonal simulering. FLAC^{3D} er i utgangspunktet et program for å simulere bergrelaterte problemstillinger som for eksempel fjellstabilitet av bergrom. Programmet har imidlertid også en ekstra modul for simulering av strømningsbilde og sigevannsproblematikk, som ble benyttet i dette tilfellet. Vannføringsberegninger i FLAC^{3D} foregår via selve mediet, dvs. ikke i eventuelle sprekker som er lagt inn i modellen.

For den numeriske simuleringen ble det i samarbeide med GRØNER AS, valgt et tverrsnitt hvor det er antatt at størst vannføring ut fra hallene forekommer. Tverrsnittet er lagt parallelt potensielle sigevannssprekker som går tvers gjennom hallområdet (se figur 3 og 4). Modellen er laget for å simulere selve sprekkesonen og dens egenskaper. Tverrsnitt av modellen er vist på figur 7.



Figur 7. Tverrsnitt av modellprofil brukt for simulering av vannføring.

Modellen dekker et felt som totalt er 1.060 meter langt, og som strekker seg fra nivå -70 m under havet, og opp til 350 m over havet. Modellen har en tykkelse på en meter som på en måte er representativ for hele lengden av alle fjellhallene som modellen omfatter. Dvs. den simulerer lekkasje fra alle vannførende sprekker som finnes i hele fjellhallens lengde, akkumulert på en meters område. I modellen er lagt inn seks deponihaller, samt fem åpninger som representerer deler av adkomst- og påfyllingssystemet. Som det fremgår av det som er nevnt foran, samt figur 3 og 4, finnes flere deponihaller i Odda, men disse er ikke inkludert i modellen da de ligger utenfor sonen med de potensielle sigevannssprekker.

Ved valg av materialparametre ble det benyttet aktuelle vannføringsmålinger i og fra hallene. Permeabilitet ble antatt ved å registrere totalt vannutsig ut fra hallene over en viss tidsperiode, se kapittel 4. Porøsiteten i sprekkematerialet er vanskelig å bestemme, og det ble besluttet å bruke en "worst case" verdi. Mekaniske egenskaper er ikke av interesse for foreliggende problemstilling, og er derfor ikke lagt inn i modellen.

Følgende materialparametre ble benyttet ved vannføringsmodelleringen:

- permeabilitet: $5.7 \cdot 10^{-8}$ m/sek
- porøsitet: 0,3
- materialdensitet: 2 750 kg/m^3
- vanndensitet: 1 000 kg/m^3
- bulkmodulus: $2 \cdot 10^9$ Pa

To ulike vannstandsnivåer ble simulert i modelleringen. Forut for modelleringen var det ikke utført grundige piezometermålinger i området for å bestemme vannstandsnivået over hallene. Installering av piezometre var igangsatt, men avlesning var kun foretatt i to hull. Resultatene fra disse målingene, samt en grov vurdering av vannstand over en av hallene ble brukt for å bestemme det laveste vannstandsnivået som ble brukt i modelleringen. Det ble lagt i øvre kant av hallene på ca. 25 moh, mens det høyeste ble lagt på 300 moh, dvs. nær opp til fjelloverflaten.

For hvert av de to vannstandsnivåene ble tre forskjellige situasjoner modellert, og disse er beskrevet nedenfor.

For registrering av inn-/utsig fra hallene som forekommer ved simuleringen, ble det utvalgt to haller i modellen hvor aktuelle vannmengder ble kalkulert. For alle de tre situasjonene nevnt nedenfor er den ene av disse hallene tom under hele simuleringen, mens den andre er en av tre haller som ble fylt med deponi for Situasjon 2. Den utvalgte hallen er den midterste av disse tre hallene, og representerer derfor godt fremtidens tilstand når alle hallene i dette området er fylt opp.

Situasjon 1

I første omgang er vannivå holdt i fast posisjon, og med samtlige haller uten deponimasse. Hallene har derfor poretrykk lik null langs konturen. Hensikten er å studere poretrykksendringer rundt hallene, samt innsig til dem.

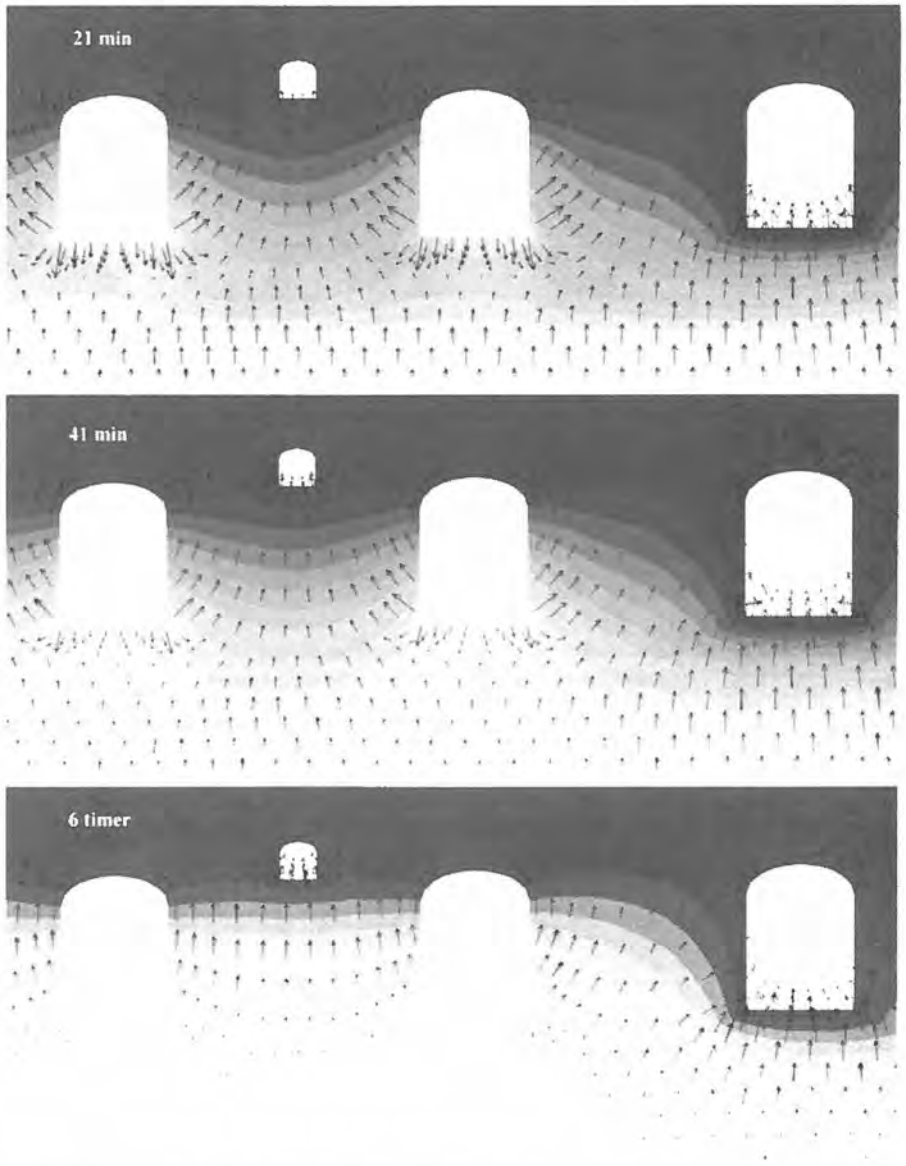
Resultatet viser at poretrykket avtar på et stort område rundt alle hallene. Som forventet skjer vannføringen inn mot alle hallene ved begge vannstandsnivåer. Total vannføring til de to hallene som ble benyttet for registrering av vannmengde, er fra 0,01 til 0,09 m^3/t, for henholdsvis 25 m og 300 m vannivå.

Situasjon 2

For Situasjon 2 er vannivået også holdt fast, men nå er tre av hallene fylt med slam. Hensikten er å studere hvilken innflytelse fylling av hallene vil ha på poretrykk og vannføring rundt bergrommene, samt sideliggende haller som ikke er fylt. Situasjon 2 er kjørt direkte etter Situasjon 1; hvor poretrykket rundt hallene er lavt. På denne måten får en et godt bilde av tilstanden i de første øyeblikk hallene er fylt, men for å få stabil tilstand, måtte modellen eventuelt kjøres veldig lenge. Dette gjaldt spesielt ved 25 m vannivå, og for å oppnå stabil tilstand i løpet av tilstrekkelig tid ble modellen kjørt uten å kjøre Situasjon 1 først, dvs. hallene ble fylt med slam i det samme øyeblikket de ble utsprengt, og poretrykket rundt dem fikk sinke.

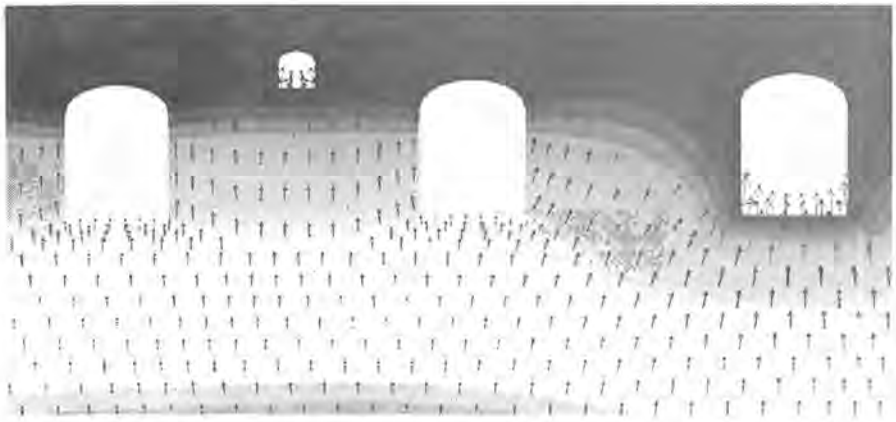
For 300 m vannivå er det beregnet et vanninnsig på 0,052 m^3/t til hall som er fyllt med slam, mens en tom hall har et innsig på 0,061 m^3/t. Differansen er på 0,009 m^3/t.

Figur 8 viser resultater ved 25 m vannivå. Figuren viser poretrykk og vannføring rundt tre deponihaller, samt en transporttunnel; 21 min, 41 min, og 6 timer etter at de to deponihallene til venstre på figurene er fyllt med slam. Deponihallen til høyre på figuren er tom hele tiden. Poretrykk er vist som kontur plott, mens vektorene viser vannføringens retning. Vektorenes lengde indikerer hastigheten på vannet.



Figur 8. *Poretrykk og vannføring rundt tre deponihaller, samt en liten transporttunnel; 21 min, 41 min, og 6 timer etter at de to deponihallene til venstre på figurene er fyllt med slam.*

Av disse figurene fremgår at en initielt får en stor strømning av vann ut fra de to hallene som er fylt med slam, men et vanninnsig til den tomme hallen. Med tid reduseres utlekkasjen og etter en stund øker poretrykket rundt hallene og vi får mer og mer innrettet gradient mot de fylte hallene. Kjøring av modellen over en lengre tid viser at de største endringene skjer i løpet av de første 3,5 timene. Etter det vil stabilisering av systemet ta lang tid, og krever lang kjøring av modellen. Stabil tilstand ble derimot oppnådd ved å fylle opp tre av hallene i modellen like etter at de var utsprengt, og før poretrykket rundt dem fikk synke (to av disse tre deponihallene ses til venstre på figur 8 og 9). Resultatene er vist i figur 9. Som observert viser dette tilfellet innrettet gradient inn mot alle hallene.



Figur 9. *Poretrykk og vannføring rundt tre deponihaller, samt en liten transporttunnel i stabilt tilstand.*

Etter 20,5 min er totalt utsig fra en hall fylt med deponi beregnet til 0,011 m^3/t. Etter 41 min har det redusert til 0,007 m^3/t. Deretter er det kun registret utsig fra veggene på ca. 0,001 m^3/t, men innsig i gulvet. Ved stabilt tilstand er det, som nevnt tidliger, kun registrert innsig til de fylte hallene, og ble det beregnet til 0,003 m^3/t.

Varigheten som er oppgitt i alle situasjonene er, likt som vannføringen, avhengig av permeabiliteten i modellen. Med høyere permeabilitet ville prosessen ta kortere tid, og stabil tilstand ville oppnås tidligere. Et lite forsøk med ca. 40 ganger høyere permeabilitet ble kjørt for å bekrefte dette.

Situasjon 3

I Situasjon 3 ble vannivået satt fritt og vannføring inn til alle hallene satt til en fast verdi. Hensikten med denne situasjonen er å registrere bevegelser i vannstanden og simulere dagens situasjon så godt som mulig. Vannføring inn til hallene er satt til 1,23 m^3/t. Denne verdien representerer et gjennomsnitt av målte verdier fra åtte haller [Grøner, 1998].
Transporttunneller for tømming av fastavfall (gips) er lokalisert mellom deponihallene i taknivå (se figur 7). Effekten som disse transporttunnellene har på poretrykk og vannstrømsvektorer vises godt av resultatene i denne situasjonen. Poretrykket er lavere på den siden av hallene hvor en transporttunnel er. Dette resulterer i mindre innsig til hallene. Effekten av sideliggende hall vises også godt i denne situasjonen. Sammenligning av to haller hvor en har en sideliggende hall og den andre er endeliggende, viser at den endeliggende hallen har en betydelig høyere innlekkasje.

7. KONKLUSJONER

Modellering av vannføring rundt Norzinks bergromsdeponier i Odda indikerer at ved et stabilt tilstand skjer det et innsig av vann inn til haller og tunneler i alle situasjoner som er modellert. For Situasjon 2 (med 25 m vannivå, hvor vannivået er holdt fast og del av hallene er fylt) indikerer modellen lekkasje ut fra disse hallene i de første timene etter fylling, men etter stabilisering oppnår en lekkasje inn i hallene. Hvor lang tid det vil ta før en oppnår en slik stabilisering, avhenger av permeabiliteten brukt i modellen. Høyere permeabilitet fører til høyere vannhastighet, og dermed raskere stabilisering. Haller som er tomme vil påvirke poretrykk og vannføring i nærliggende områder og snu vannføringsgradienten fra sideliggende fylte haller inn mot seg selv, noe som vil føre til utsig av forurenset vann fra en fylt hall og over til en tom hall. Dette vil stabiliseres ved fylling av hallene.

Hva som skjer med utsigsvannet fra deponihallene i løpet av, og kort tid etter fylling av dem, er umulig å registrere i en slik modell, men etter at systemet har stabilisert seg er det ikke registrert noe utsig fra hallene.

Registrering av vannmengde i slike beregninger er avhengig av den permeabilitet som er satt inn i modellen. Beregnet vannmengde vises å være ca. 40 ganger mindre enn det som er registrert ved målinger på stedet. Dette tyder på at permeabiliteten er ca. 40 ganger for lav i modellen. Dette vil derimot ikke ha noen effekt på poretrykk eller retning av vannføringsgradientene som er beregnet i modellen, kun på vannmengde og tid. Dette er bekreftet gjennom å foreta en ny numerisk modellering med ca. 40 ganger høyere permeabilitet.

8. SLUTTKOMMENTAR

Etter at avfall fra sinkproduksjonen har blitt deponert i bergrom har prøver fra Sørfjorden vist en betydelig forbedring av vannkvaliteten og Sørfjorden er i dag "friskmeldt". Gjennom konsekvensutredning og risikoanalyse har en funnet at pumpeledninger og transportsystem er den mest sårbare del av konseptet. Da konseptet er basert på at bergrommene er drenerte, må renseprosessen være virksom selv etter lukking av anlegget. En har påvist at deponering i bergrom er en sikker løsning selv i et 1000 års perspektiv og sammenligning med alternativt dagdeponi har vist at dette pr. i dag er den beste løsning for Norzink.

9. REFERANSER

Grøner AS, januar 1998. Rapport Norzink AS, *"Residue Deponi i Berg – Oppdatering av Utsigsberegninger til Sørfjorden"*.

SINTEF Bergteknikk, april 1994. Rapport STF36 F94026, *"Numerisk Analyse av NORZINKs Fjellhaller i Odda"*.

SINTEF Bergteknikk, april 1993. Rapport STF36 F93015, *"Måling av in-situ spenningstilstand og spenningsnivå i pilar, utført fra deposithall 7 – Norzink A/S, Odda."*.

SINTEF Bergteknikk, november 1986. Rapport STF36 F86087, *"Bergmekanisk analyse av lagringshaller for residue – Norzink A/S, Odda*

STATUS ROMERIKSPORTEN, NOVEMBER 1999

Foredragsholder: Viseadm direktør Olaf Melbø NSB Gardermobanen as

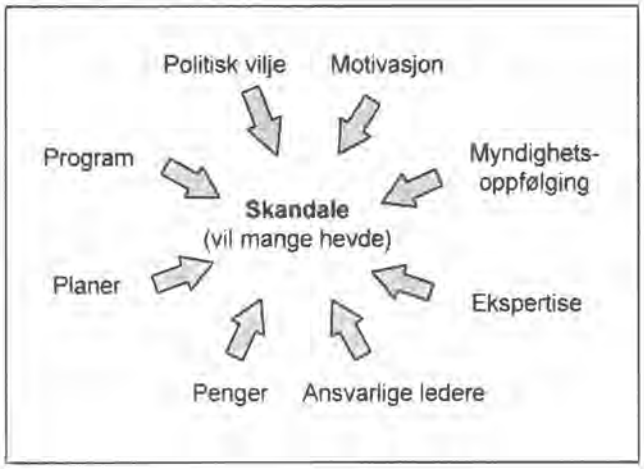
INNLEDNING

Romeriksporten er et prosjekt som hele anleggsbransjen vil se tilbake på med nokså blandede følelser. Det har vært kjempet mange slag rundt dette prosjektet på mange arenaer. NSB Gardermobanen har kjempet mot mange og på forskjellige arenaer mot entreprenør, mot fagmiljø, mot politikere, mot naboer, mot miljøvernere, mot byråkrater og andre interessegrupper.
De fleste av disse kampene har gått for åpen scene hvor media har kunnet skildre en forestilling og fremstilt denne under delvis kraftige og delvis merkelige overskrifter.
Når man idag ser seg tilbake er det vanskelig å se noen vinnere fra disse kampene som har pågått.
Dessverre er det mange som har fått føle minussider ved dette prosjektet, men jeg tror at uansett vil fremtiden vise at dette er en riktig investering og at katastrofene ikke er av varig karakter.

Jeg skal i dette innlegget forsøke å gi et lite tilbakeblikk, si noe om status pr idag og til slutt gi min vurdering av hvorfor dette prosjektet ble så vanskelig.

MILJØPARADOKS

Ser vi tilbake på hele Gardermobaneprosjektet og sammenligner dette med andre prosjekter, må vi ha lov til å si at vi ser et miljøparadoks.



Jeg vil nesten si at aldri før har man på et anleggsprosjekt sett bedre forutsetninger for å ivareta miljøet. Dette gjelder:

- Politisk vilje
- Motivasjon hos deltagerne
- Miljøoppfølgingsprogram
- Planer
- Ekspertise
- Ansvarlige ledere
- Myndighetsoppfølging

Likevel vil mange hevde at dette har vært en skandale. Isåfall må vi kunne si at det er et paradoks.

Men hva er egentlig skandalen sett i dag? Jeg mener at de faktiske varige skandalene begrenser seg til to forhold:

1. Skade på boligområder
2. Kostnadsoverskridelse på 1,3 mrd. kr.

ØSTMARKA

Der hvor lekkasjen inn i tunnelen påvirket vassdrag i dagen, dvs i Østmarka, ble NSB Gardermobanen pålagt konsesjonskrav fra NVE. Disse kravene ble oppnådd i januar 1999 og situasjonen er nå slik:

Sone	Krav l/min	Lekkasje l/min
Lutvannssonen	400	341
Puttjernsonen	220	168
Puttjernbekken	300	254

Lutvann er et regulert vann med reguleringshøyde 3,0 m. I tørrsommer som statsistisk oppstår hvert 30. år vil denne lekkasjen medføre en senkning på ca 40-50 cm av de 3 metrene som er tillatt.

I Puttjernsonen er det installert vanninfiltrasjonsanlegg fra tunnel som kontrollerer grunnvannsstanden. Dette kommer det mere om i neste foredrag. Totalt sett må vi kunne si at katastrofen i Østmarka ikke er av lang varighet og heller ikke spesiell stor sammenlignet med inngrep infrastrukturanlegg gjør i andre deler av landet.
Det må likevel beklages det som har skjedd. Det kunne nok delvis ha vært unngått.

BOLIGOMRÅDER

De største skadene er påført på boligområdene selv om det ikke er disse som har vært mest mediafokusert. Lekkasjen inn i tunnellen har senket grunnvannsstanden i boligområder. Dette har igjen påført setninger i omårdet og skader på hus og eiendommer. De største setningene er opptil 30 cm.

Dagen status er:

Innvarslede skader:	336
Avvist:	89
Ferdig reparert:	19
Under arbeid:	21
Avtaledrøfting med eier:	45
Til vurdering:	162

Totalt er de innmeldte skadene anslått til å koste ca 90 mill kr. Reparasjonsarbeid vil pågå i hele år 2000. Huseiere har fått evigvarende garantierklæring.

Det er etablert vanninfiltrasjon med ca 25 stk brønner fra dagen som forsynes med vann fra kommunalt nett. Dette har stabilisert grunnvannsstanden og setningene har stoppet opp.

ØKONOMI

Alle de problemene som har oppstått i forbindelse med Romeriksporten har hatt svært store kostnadskonsekvenser. I utgangspunktet hadde entreprisen til SRG en kontraktssum på 540 mill kr. Tar man med alle tekniske installasjoner i tunnelen, prosjektering og administrasjon samt 8,5% momsandel var opprinnelig totalbudsjettet for Romeriksporten på 950 mill kr.

Alle ekstrakostnadene som har påløpt som følge av direkte tettearbeider, følgekostnader på andre arbeider og utbedring av skader på tredjemannseiendom beløper seg til 1.300 mill kr.

Disse ekstrakostnadene fordeles slik:

Aktivitet	**Ordinære kostnader**	**Ekstraordinære kostnader**	**Totale kostnader Gjeldene budsjett**
Grunnarbeid	650	790	1.440
Installasjoner	190	260	450
Adm/Reparasjoner/Prosjektering/ Overvåkning/Erstatninger	40	150	190
mva	70	100	170
SUM	950	1.300	2.250

Det er klart at en slik kostnadsoverskridelse må betraktes som en skandale. Hadde man tidlig i prosjektet når problemene oppstod, visst at man skulle bruke 1,3 milliarder kr mere og utsatt ferdigstillelsen med nesten ett år så kunne man nok oppnådd et bedre resultat, men det blir etterpåklokskap.

HVORFOR BLE DET SLIK?

Romeriksporten vil nok i mange år bli husket som et prosjekt med "dårlig" klang både for de som var involvert og de som har fått fortellingen via media.

Det må konstateres at de faktiske problemene man møtte på og de tekniske utfordringene dette gav ikke var vesentlig vanskeligere enn det man har sett på andre anlegg. Man må derfor stille seg spørsmålet: Hvorfor ble det slik?
Jeg tror svaret ligger i følgende forhold.

- Dårlig dialog entreprenør/byggherre
- Oppsamling av kontraktuelle konflikter
- Bruk/håndtering av media
- Tredjemann berøres
- Mange eiere av saken
- Feilbeslutninger (etterpåklokskap)

Jeg håper bransjen kan lære noe av dette for å unngå slike situasjoner senere.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 1999

INFILTRASJON AV GRUNNVANN I ROMERIKSPORTEN - EN VELLYKKET NØDLØSNING?

Recharging of Groundwater at the Romeriksporten Railway Tunnel - a successful last Resort?

Bjørn Buen (1), Steinar Roald (2) og Vidar Tveiten (3)

(1) Dr. Ing. Bjørn Buen A.S
(2) Dr. Ing. Steinar Roald
(3) Ingeniør Vidar Tveiten A/S

SAMMENDRAG

Under driving av den 13.8 km lange tunnelen var det problemer med vannlekkasje og tetting. Omfattende etterinjeksjon reduserte lekkasjen på en ca 1.5 km injisert strekning med 75 % tilsvarende 2000 l/min. Under Puttjern ble det ikke oppnådd tilstrekkelig tetthet og reinfiltrering av lekkasjevann gjennom borhull fra tunnel ble besluttet. Bruk av infiltrasjon er kjent i form av brønner fra overflaten for å motvirke setning og som vanngardiner over olje - og gasslagre og over luftputekamre for kraftverk. Det var en forutsetning at innpumpet vann ikke skulle nå overflaten. Infiltrasjonen ble basert på pumping gjennom i alt 18 borhull med god kommunikasjon til åpne sprekker. Hullene var fordelt jevnt rundt tunnelen i to lekkasjesoner. Pumpeovertrykk var ca.2 bar. Innpumpet vannmengde ble balansert mot lekkasjemengde, ca. 200 l/min, på døgnbasis. Prøvedrift viste at innlekkasjen i tunnelen ikke ble endret og at grunnvansnivået i terrenget steg merkbart. Permanent drift gjennom sommer og høst har vist at grunnvannsbalansen i Puttjernområdet synes gjenopprettet.

SUMMARY

Serious problems with water ingress and sealing were encountered during construction of the 13.8 km long double track tunnel. Grouting after breakthrough on an appr. 1.5 km long section reduced the leakage by 75 % equal to 2000 l/min. Below the Puttjern pond sufficient reduction of leakage was not attained and infiltration through drill holes from the tunnel was decided. Infiltration has previously been used in injection wells from the surface to prevent settlement and as curtains above crude oil storage caverns and air cusion surge chambers. A precondition was that infiltrated water should not reach the surface. Infiltration was based on pumping via 18 holes which communicated with conductive fractures. The holes were evenly distributed around the perimeter in 2 separate leakage zones. Pumping pressure is 2 bar above a static head of 17 bar. The average flow on a daily basis is appr. 200 l/min which is equal to the ingress on the stretch. Test pumping showed that flow into the tunnel remained constant and unaltered and that the groundwater level measured in surface wells rose significantly. Permanent operation throughout this summer and autumn indicates that natural conditions have been reestablished at the surface around the Puttjern pond.

INNLEDNING

Den 13.8 kilometer lange jernbanetunnelen, Romeriksporten, med netto tverrsnitt 110 m2 som går fra Etterstad til Strømmen, ble drevet i tidsrommet fra 1994 til gjennomslag i 1997. Byggherre var NSB- Gardermobanen (NSB-GMB) og entreprenør var SRG.

Under driving av tunnelen på den vel 4 kilometer lange strekningen fra Bryn til Nordre Puttjern var det problemer knyttet til innlekkasje av vann og til tetting. Selv om det ble utført nærmest kontinuerlig forinjeksjon på denne strekningen, var restlekkasjen ut av tunnelen på over 4000 liter per minutt. Sammen med senking av Lutvann og Nordre - og Søndre Puttjern førte dette til krav om ytterligere tiltak.

En omfattende etterinjeksjon ble foretatt på strekningen fra Lutvann til Nordre Puttjern, en lengde på ca. 1.5 kilometer. Etterinjeksjonen reduserte lekkasjen med ca. 75 % tilsvarende ca. 2000 liter per minutt på denne strekningen. På delstrekningen under Puttjern lyktes en ikke i å oppnå tilstrekkelig tetthet på tilgjengelig tid. Restlekkasjen var på ca. 200 liter per minutt mens NVE's krav var 100 liter per minutt. Det ble derfor besluttet å benytte infiltrering av lekkasjevann for å gjenopprette den overflatenære vannbalansen.

NORSK ERFARING MED INFILTRASJONSANLEGG

Bruk av vanngardiner og infiltrasjonsanlegg er kjent i forskjellige sammenhenger. På dette prosjektet er infiltrasjonsbrønner fra overflaten brukt for å motvirke setningsskader i området Hellerud - Godlia. Her blir det infiltrert vann i berget under dyprennene via borhull.

Vanngardiner er benyttet i forbindelse med råoljelager i berg for å hindre utlekkasje av gass og ved luftputekamre for kraftverk for å hindre utlekkasje av luft. Hensikten her er å etablere en grunnvannsgradient inn mot lageret. En sideefekt er at vanngardinen bidrar til å holde oppe et grunnvannsnivå.

Driftserfaringen fra vanngardiner er positiv i den forstand at de motvirker gass/lufttap, også over tid. Funksjonsproblemer av alvorlig karakter er bare kjent der vanngardin er etablert i tidligere oljemettet berg.

UTFORMING AV INFILTRASJONSANLEGG

Ved utvikling av konsept for vanninfiltrasjonsanlegget ble det etablert et sett med forutsetninger som ble brukt ved utforming av anlegget. Statisk grunnvannstrykk ble valgt til 170 meter som et gjennomsnitt for området over tunnelen. Bergmassepermeabiliteten i tettesonen rundt tunnelen ble beregnet på grunnlag av en innlekkasje på 200 liter per minutt over en samlet sonelengde på 50 meter. Mellomliggende lekkasjefrie soner ble ikke medregnet. Tettesonens tykkelse ble satt til 10 meter, det samme som målsettingen for den utførte injeksjon. Med dette som basis ble bergmassepermeabiliteten funnet å være i størrelsesorden $k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

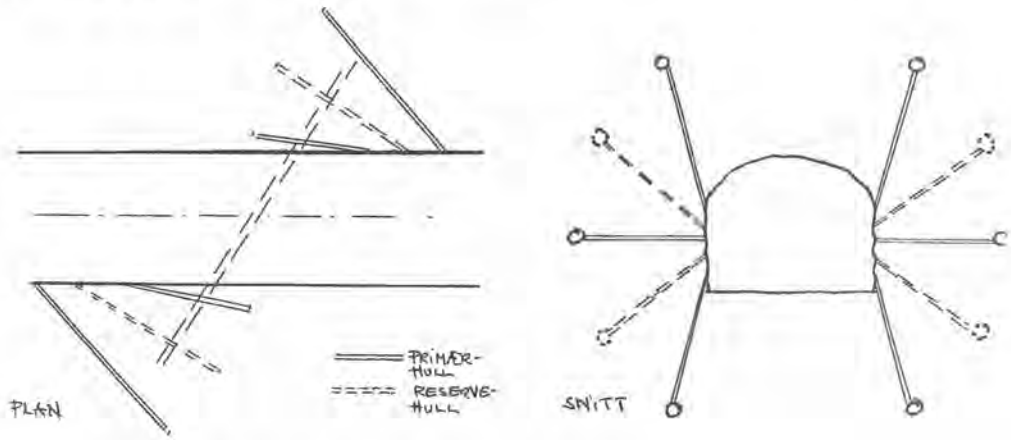
Bergmassepermeabiliteten utenfor tettesonen var svært høy basert på kvalitativ vurdering under tunneldrivingen. Permeabiliteten ble antatt å være minst 100 ganger høyere enn i tettesonen.

Overslagsberegning viste at en kilde med 2 bar overtrykk på 170 meters dyp ikke ville kunne spores på overflaten. Når forutsetningen for dimensjonering i tillegg var at tilført vannmengde skulle balanseres mot utlekkasjen, ble det konkludert med at forutsetningen om at fremmed vann ikke skulle tilføres overflaten ville kunne oppfylles.

Kontrollberegning av innlekkasje til tunnelen fra en kilde med trykk 19 bar utenfor tettesonen indikerte en tilbakestrømning til tunnel i størrelse 200 til 400 liter per minutt. Under forutsetning av at en tilførte denne vannmengden ved trykk 19 bar så ville det være etablert en resirkulering i et avgrenset system og forbindelsen til overflaten ville være brutt.

Konklusjonen som ble trukket var at det syntes mulig å etablere et infiltrasjonsanlegg som fungerte som en effektiv barriere rundt tunnelen ved bruk av et begrenset overtrykk og med en rimelig innpumpet vannmengde.

Den videre planlegging av anlegget ble basert på at det skulle etableres en ring med 6 borhull plassert mest mulig symmetrisk rundt tunnelen i lekkasjesonen som krysset tunnelen skrått ved pel 8275. To tilsvarende ringer ble planlagt i sonen som krysset ved pel 8175, da denne sonen var større i utstrekning. I alt ga dette 18 infiltrasjons-hull. Arrangement er vist i prinsipp på figur 1.



Figur 1 Bormønster for en rimg med infiltrasjonshull i prinsipp.

UTFØRELSE

De 6 borhull pluss 4 mellomliggende reservehull i hver ring ble først boret opp til 12 til 15 meters lengde i 75 mm diameter før et 60 mm diameter foringsrør ble innstøpt. Foringsrørene ble påmontert kuleventil som tillot videre boring med 51 mm krone. I alt ble det gjort ferdig 30 hull med foringsrør og kuleventil.

For videre boring var det ansett at stabil innlekkasje på 50 til 100 liter per minutt var en ønsket verdi. Meget store lekkasjer skulle om praktisk nødvendig kontrolleres/strupes ved injeksjon med anleggssement. Minste borhullslengde innenfor foringsrør var satt til 10 meter, største til 35 meter som var en antatt praktisk øvre grense.

Primærhullene ble boret først og det viste seg da nødvendig å ta i bruk 3 av reservehullene for å få til en geometrisk mest mulig jevn fordeling av åpne hull rundt tverrsnittet. Laveste målte stabile utlekkasje av hull som ble benyttet til infiltrasjon var 38 liter per minutt, høyeste 540 liter per minutt. Korteste borhull som ble benyttet var 30 meter, lengste 72 meter.

Borhullene forsynes med vann fra en sentral pumpekum med 2 pumper hver med kapasitet 300 liter per minutt ved 225 meter vannsøyle. Pumpene kan kjøres alternerende eller i parallell og forsynes med eksternt vann eller lekkasjevann fra tunnelen. Alle rør og koblinger frem til borhullene er utført i syrefast stål. Oppstikkene til borhullene er forsynt med kuleventil med påmontert tilbakeslagsventil, strupeventil, manometer(0 - 30 bar) samt uttak med stengekran for portabelt manometer og eventuell injisering av sporstoff. Oppstikkene har en minimum rett lengde på 1.4 meter som muliggjør måling med portabel vannmengde-måler. Oppstikkene er skjermet mot tunnel med sprutsikring.

Pumpene kan opereres urstyrt med overstyring ved for høyt eller for lavt grunnvannstrykk i systemet, eller opereres manuelt, alt fra driftsentralen for banen.

DRIFT AV ANLEGGET

Første prøvekjøring av anlegget fant sted i februar i 1999. Hensikten var, foruten teknisk kontroll, å verifisere funksjon av borhull med hensyn på innpumpet vannmengde, danne seg et bilde av tilbakerenning til tunnel og prøve ut reguleringsmulighet ved struping av tilførsel til enkelthull for å balansere tilført vannmengde.

Forsøket som gikk over 8 timer viste innpumpet vannmengde på omtrent 400 liter per minutt som gjennomsnitt ved pumpetrykk som varierte rundt 19.5 bar, det vil si overtrykk ca. 2 bar. Målt lekkasje forbi nedstrøms måleterskel var 172 liter per minutt før oppstart, 178.5 liter ved avsluttet test og igjen 172 liter per minutt 2 døgn etter avsluttet test. Forsøk på regulering av vannstrøm ved hjelp av strupeventiler viste seg komplisert og kanskje også uhensiktsmessig i en kortvarig transient strømningssituasjon.

Konklusjonen som kunne trekkes etter den første testen var at innpumpet mengde var i den størrelsesorden som overslagene hadde indikert og at endring i lekkasje inn i tunnelen var ubetydelig. Balansering av vannmengde mellom borhull var vanskelig og muligens ikke hensiktsmessig.

Neste prøveperiode gikk over 7 dager i månedsskiftet april - mai 1999. Anlegget ble kjørt med eksternt vann da arbeide i tunnelen førte til slam i lekkasjevannet. Driftssyklus var 12 timer drift og 12 timer stillstand. Hensikten var å tilføre berggrunnen ca. 200 liter per minutt på døgnbasis. Det ble ikke foretatt regulering av vannmengder i enkelthull.

Det ble registrert lekkasje over måleterskler i tunnelen i perioden, se tabell 1. Statisk trykk ble målt i 4 av borhullene før start pumpesyklus, se tabell 2. Tabell 3 viser vannmengder og trykk målt i de enkelte infiltrasjonshull i løpet av prøveperioden.

Dato/Barriere	8480	8180	7880	7550
27.04 kl 11^{00}	9,07	175,13	54,70	149,99
28.04 kl 10^{30}	9,33	177,26	58,22	151,22
29.04 kl 10^{40}	9,23	175,89	57,12	153,72
30.04 kl 10^{40}	9,25	181,76	57,22	148,33
01.05 kl 10^{30}	9,08	183,29	56,07	145,61
02.05 kl 11^{00}	8,97	174,41	56,38	145,67
03.05 kl 10^{50}	8,85	171,79	55,06	144,23
☒ 03.05 kl 20^{30}	9,01	179,89	55,67	147,71

☒ Barrieremåling når vanninfiltrasjonsanlegget går

Tabell 1 Lekkasje over måleterskler

Dag tid/Rør nr	6	13	17	27	Hovedrør
27.04 kl 11^{00}	17,6	* 13,0	18,1	18,9	18,9
28.04 kl 10^{35}	18,0	* 12,7	18,2	18,9	19,0
29.04 kl 11^{00}	18,0	17,6	18,4	19,0	19,1
30.04 kl 11^{00}	18,1	17,6	18,5	19,0	19,1
01.05 kl 11^{00}	18,1	17,6	19,2	19,0	19,1
02.05 kl 11^{15}	17,7	17,8	18,4	19,0	19,3
03.05 kl 10^{45}	18,1	17,8	18,5	19,0	19,0

* Kran på manometer var stengt

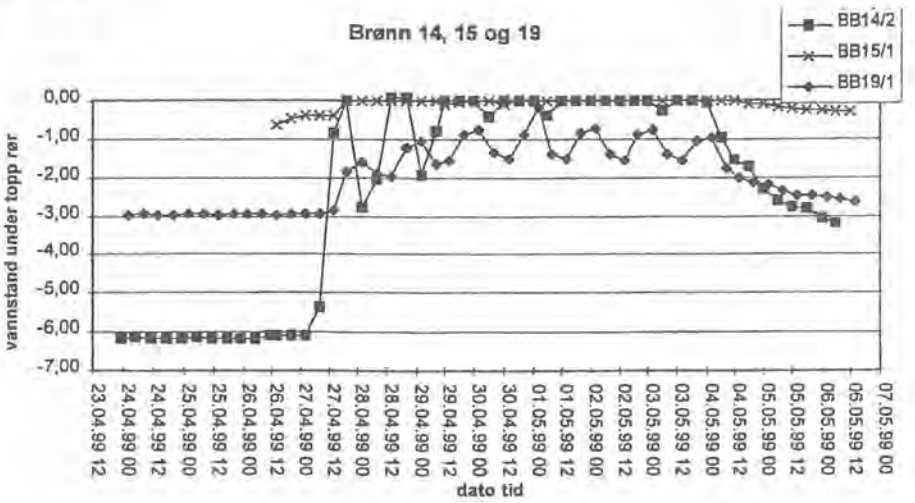
Tabell 2 Statisk trykk (bar) i infiltrasjonsrør når pumpene står

Tabell 3 Vannmengde- og trykkmåling i infiltrasjonsrør, Q gitt i l/min og P i bar.

Rør nr	Dag 1 27.04		Dag 2 28.04		Dag 3 29,04		Dag 4 30.04		Dag 5 01.05		Dag 6 02.05		Dag 7 03.05	
	kl		kl 12^{30}		kl 12^{24}		kl 12^{30}		kl 12^{30}		kl 12^{30}		kl 12^{30}	
	Q	P	Q	P	Q	P	Q	P	Q	P	Q	P	Q	P
3	28,0	20,0	23,0	20,01	25,0	20,0	22,5	20,0	24,0	20,0	22,0	20,1	20,0	19,8
4	52,0	18,8	45,0	19,0	44,0	19,0	41,0	19,0	43,5	19,0	40,0	19,0	33,0	18,8
5	53,5	18,6	46,5	18,9	45,5	18,7	45,0	18,8	47,5	18,8	45,5	18,8	40,0	18,6
6	6,0	18,6	4,5	19,0	6,0	19,0	4,5	18,9	4,5	18,9	3,5	18,8	3,0	18,6
9	52,5	18,5	47,0	18,8	49,5	18,8	43,5	18,6	45,0	18,7	45,5	18,8	36,0	18,5
10	3,0	18,7	2,5	18,9	2,5	18,9	1,0	18,8	0,5	18,9	1,5	18,9	2,0	18,6
11	43,0	18,6	38,5	18,8	37,5	18,6	35,5	18,6	34,0	18,7	35,0	18,7	29,5	18,5
13	33,0	18,7	27,5	18,9	28,5	18,9	25,5	18,8	28,0	18,8	28,0	18,9	21,5	18,5
14	-	-	29,0	18,7	29,0	18,6	27,0	18,6	28,5	18,7	26,5	18,8	20,5	18,9
16	49,0	18,5	48,0	18,7	43,5	18,7	42,0	18,7	37,5	18,7	42,0	18,7	34,5	18,5
17	20,0	18,7	18,5	19,1	18,0	19,1	15,0	19,1	15,0	18,9	14,5	18,9	12,0	18,7
21	50,0	18,6	45,0	18,8	42,5	18,8	37,0	18,8	38,5	18,8	37,0	18,8	30,0	18,5
22	2,0	18,7	2,0	18,9	3,0	18,9	3,0	18,9	3,0	18,9	3,0	18,9	4,0	18,6
23	24,0	18,7	23,0	18,9	26,0	18,9	22,0	18,7	23,0	18,8	20,0	18,8	18,5	18,5
25	3,0	18,8	3,0	19,0	3,0	19,0	3,5	18,9	3,5	18,9	1,5	18,9	3,5	18,6
26	58,5	18,8	52,0	18,7	51,0	19,2	48,0	19,0	41,5	19,0	49,5	19,0	40,0	18,7
27	35,0	18,6	34,5	18,8	32,5	18,9	29,5	18,8	31,0	18,8	28,5	18,8	25,0	18,5
30	54,0	18,6	52,0	18,9	41,5	18,8	44,0	18,7	46,0	18,7	43,0	18,7	34,0	18,5
Sum	566,0		541,5		528,5		489,5		494,5		486,5		407,0	18,9
Pumpe Hovedrør	480,0	19,0	480,0	19,0	510,0	19,1	458,0	19,1	490,0	19,1	480,0	19,3	380,0	19,0

Lekkasjen som ble registrert over måletersklene inne i tunnelen, tabell 1, viste ikke signifikante endringer i løpet av prøveperioden, en bekreftelse av resultatet i februar. Målingene av statisk trykk, i.e. grunnvannstrykk, tabell 2, viste variasjoner som antas å ligge innenfor praktisk avlesningsnøyaktighet. Måling av vannmengde og trykk i de enkelte borhull viste en svakt synkende tendens i innpumpet mengde. Denne reaksjonen er ikke uventet og tilskrives en gradvis oppfylling av drenerte sprekker og hulrom i berget og peker frem mot en stabil situasjon som ikke var nådd ved slutten av prøveperioden.

Det ble også målt vannstand i en rekke målebrønner i marka over tunnelen gjennom 7 dagers-perioden. På grunn av snøsmelting var det høy grunnvannstand og overløp både i Søndre - og Nordre Puttjern. På tross av dette ble det observert markert vannstandsendring som følge av infiltrasjonen i enkelte av brønnene. Observasjonene for brønnene 14, 15 og 19 er vist grafisk i figur 2.



Figur 2 Nivå i brønner i Puttjernområdet

Reaksjonen som registreres i brønnene viser at infiltrasjonen virker som en effektiv barriere rundt tunnelen og at effekten av denne barrieren er tydelig langs sprekker som kommuniserer godt med tunnelen.

Konklusjonen på bakgrunn av prøveperioden i april - mai var at anlegget fungerte som planlagt.

Etter dette har anlegget vært i drift gjennom sommeren og høsten 1999 og har fungert tifredsstillende. Gangtiden har vært tilpasset vannstand i Puttjern da det har vist seg vanskelig å regulere etter statisk trykk. Nødløsningen har vist seg vellykket idet grunnvannsbalansen i Puttjernområdet nå synes gjenopprettet.